



Titre: Évaluation de la stabilité des ouvrages poids soumis à la
Title: submersion basée sur la dynamique numérique des fluides

Auteur: Étienne Favre
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Favre, É. (2018). Évaluation de la stabilité des ouvrages poids soumis à la
Citation: submersion basée sur la dynamique numérique des fluides [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2995/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2995/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES POIDS SOUMIS À LA
SUBMERSION BASÉE SUR LA DYNAMIQUE NUMÉRIQUE DES FLUIDES

ÉTIENNE FAVRE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

FÉVRIER 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES POIDS SOUMIS À LA
SUBMERSION BASÉE SUR LA DYNAMIQUE NUMÉRIQUE DES FLUIDES

présenté par : FAVRE Étienne

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

M. LÉGER Pierre, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MAHDI Tew-Fik, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et le soutien de certaines personnes que je souhaite remercier.

Mes premiers remerciements vont à mon directeur de recherche, M. Pierre Léger, qui m'a ouvert les portes de l'École Polytechnique de Montréal et qui m'a permis de réaliser ce projet. L'opportunité de travailler avec lui est une des raisons principales pour laquelle j'ai décidé de travailler sur ce projet. Grâce à lui, j'ai eu la possibilité de travailler dans des conditions optimales avec un suivi enthousiasmant et épanouissant.

Ensuite, j'aimerais remercier chaudement nos partenaires d'Hydro-Québec, que ce soit Annick Bigras, Éric Mainville, Benjamin Miquel, Maryse Page et plus précisément Jérémie Gaucher qui m'a été d'une grande aide dans l'apprentissage du logiciel OpenFOAM.

J'aimerais aussi remercier le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie (CRSNG) du Canada ainsi que les Fonds de Recherche du Québec - Nature et Technologies (FRQNT) pour le financement de mon travail de recherche.

Merci aux examinateurs de mon mémoire de maîtrise, les professeurs Tew-Fik Mahdi et Najib Bouaanani, d'avoir accepté d'évaluer et de commenter ce projet.

Mes remerciements s'adressent également aux étudiants aux cycles supérieurs du Groupe de Recherche en Structure (GRS) et plus particulièrement Sylvain Renaud, Louis-Pierrick Guay, Tarik Fethi Saichi et Thibaut Plagué que je suis fier de compter parmi mes meilleurs amis et que je considère comme des personnes exceptionnelles.

Finalement, je remercie profondément mes frères et mes parents, sans qui rien n'aurait été possible et qui me donnent l'envie d'avancer toujours plus loin dans la vie grâce à ce qu'ils sont.

RÉSUMÉ

Les crues extrêmes sont l'une des menaces les plus importantes pour la stabilité structurelle des ouvrages poids. Les conditions d'écoulement de l'eau, les champs de pression et les forces résultantes associées sont difficiles à quantifier avec précision pour les barrages-poids submergés. Les lignes directrices sur la sécurité des barrages proposent quelques règles empiriques pour tenir compte du champ de pression agissant sur la crête et les parements amont et aval lors de la submersion des ouvrages mais celles-ci restent des approximations. Les progrès de la dynamique numérique des fluides (*Computational Fluid Dynamics* - CFD) en ont fait une alternative intéressante, en termes de coût et de temps, par rapport aux modèles physiques qui étaient, jusqu'à récemment, les seuls outils disponibles pour étudier les effets hydrodynamiques sur les structures submergées.

L'objectif général de ce projet est de combiner l'utilisation de la CFD (via le logiciel OpenFOAM) et une analyse classique de la stabilité structurelle (i.e. méthode de gravité via le logiciel CADAM3D), afin de déterminer les pressions hydrodynamiques qui s'appliquent sur les barrages-poids submergés et de quantifier plus adéquatement les facteurs de sécurité au glissement de ces structures en cas de crue.

La modélisation CFD de la submersion d'un déversoir de géométrie standard a tout d'abord montré la capacité de la CFD à prédire efficacement les trajectoires de l'écoulement de la nappe d'eau ainsi que les pressions hydrodynamiques associées sur des structures submergées. Une très bonne corrélation entre les résultats de la CFD et les valeurs empiriques de l'USACE (1970) a été obtenue. Une analyse de convergence du maillage a montré la nécessité d'utiliser un maillage structuré de cellules carrées de 0.1 m de côté pour obtenir la convergence des résultats. Le modèle de turbulence $k-\omega$ SST a été sélectionné pour sa capacité à modéliser efficacement aussi bien l'écoulement près des parois qu'au niveau de l'écoulement libre. Par la suite, la modélisation CFD de la submersion de crêtes rectangulaires de barrages-poids de différentes dimensions a souligné (i) la nécessité d'utiliser des modèles 3D pour permettre l'entraînement de l'air entre la nappe d'eau et la structure et obtenir des trajectoires de jet plus réalistes et (ii) une surestimation de 50% en moyenne du poids de la nappe d'eau sur la crête des barrages-poids selon la règle empirique de FERC (1991). Cette règle du pouce suggère d'appliquer une pression verticale sur la crête correspondant à la hauteur de submersion à l'arrête amont et la moitié de cette valeur à l'aval de la crête du barrage. Afin

d'améliorer l'estimation de la force verticale, F_v , sur la crête, il a été proposé, à partir des résultats CFD, d'utiliser une distribution trapézoïdale de la pression variant de 60% de la hauteur de submersion au niveau de l'arrête amont à 30% de cette valeur au niveau de l'arrête aval de la crête du barrage-poids. Par la suite, la submersion de trois barrages-poids de sections typiques (de 7.62m, 18.3m et 35m de hauteur) a été étudiée par CFD pour différentes conditions hydrauliques amont et aval. L'estimation classique de la force horizontale agissante sur le parement amont des barrages-poids par les lignes directrices existantes a été validée grâce à ces modèles CFD. La force agissante sur le parement aval est largement sous-estimée par les différentes lignes directrices que ce soit en réduisant à 60% la hauteur d'eau attendue à l'aval ou même en considérant 100% de la hauteur d'eau aval, notamment en raison de la force exercée par la nappe d'eau s'écoulant tout le long du parement aval. En ce qui concerne l'évaluation de la stabilité réalisée avec le logiciel CADAM3D, la non-prise en compte de la force verticale sur la crête par les lignes directrices sous-estime le facteur de sécurité de glissement par rapport aux calculs réalisés avec le champ de pression CFD, en particulier pour les petits barrages. La prise en compte de la force verticale sur la crête selon la règle empirique de FERC (1991) surestime légèrement le facteur de sécurité au glissement pour les petits barrages. Mais pour les grands et moyens barrages, les facteurs de sécurité au glissement ne sont pas surestimés par les lignes directrices au contact béton rocher en raison de la compensation entre la forte sous-estimation de la force stabilisatrice sur le parement aval par rapport à la surestimation de la force verticale sur la crête. L'approche simplifiée développée durant ce projet a conduit à une bonne estimation des différents coefficients de sécurité au glissement pour les différents barrages-poids avec une évaluation précise du poids vertical de la nappe sur la crête, ce qui est nécessaire pour évaluer la stabilité pour tous les joints de reprises de bétonnage sur la hauteur de l'ouvrage. Finalement, la modélisation CFD de la submersion d'un barrage-poids existant de 28.84 m susceptible d'être submergé durant son exploitation et d'un déversoir de 6.35 m avec une dalle entre les piliers qui a été submergé durant les inondations de 1996 dans le Saguenay a permis d'estimer, avec une approche rationnelle, la stabilité structurelle de ces ouvrages de sections atypiques pour des conditions d'écoulement complexes.

ABSTRACT

Extreme floods are one of the most important threats to the structural stability of gravity structures. The water flow conditions, the related pressure fields and resultants forces are difficult to accurately quantify for overtopped gravity dams. Dam safety guidelines propose some rules of thumb to estimate the pressure field acting on the crest, the upstream and the downstream faces during overtopping of these structures, but these remain approximations. Advances in Computational Fluid Dynamics (CFD) have made it an attractive alternative, in terms of cost and time, compared to physical models that until recently were the only tools available to study the hydrodynamic effects on overtopped structures.

The main objective of this project is to combine the use of CFD (via OpenFoam software) and a classical structural stability analysis (i.e. gravity method via CADAM3D software) to determine the hydrodynamic pressures applied to overtopped gravity dams and to more adequately quantify the sliding safety factors of these structures during floods.

CFD modeling of overtopping of a spillway of standard geometry has shown first the ability of CFD to effectively predict the water nappe trajectories as well as the associated hydrodynamic pressures on overtopped structures. Good correlation between the results of CFD and the empirical values from USACE (1970) has been obtained. Mesh convergence analysis showed the need to use a structured mesh of 0.1 m square cells to obtain convergence of results. The turbulence model $k-\omega$ SST was selected for its ability to effectively model both near-wall and free-flow conditions. Then, CFD modeling of rectangular gravity dam crests of different dimensions emphasized (i) the need to use 3D models to allow air entrainment between the water and the structure and to get more realistic jet trajectories and (ii) an overestimation of 50% on average of the water nappe weight on the crest the empirical rule of the FERC (1991). This rule of thumb suggests applying a vertical pressure on the crest corresponding to the overtopping height at the upstream edge and half of this value at the downstream edge of the dam crest. To improve the estimation of the vertical force, F_v , on the crest, it has been proposed, from CFD results, to use a trapezoidal distribution of the pressure varying from 60% of the overtopping height at the upstream edge to 30% of this value at the downstream edge of the dam crest. Then, the overtopping of three gravity dams of typical sections (7.62m, 18.3m and 35 m high) has been studied by CFD for different conditions. The classical estimation of the horizontal force acting on the upstream face of gravity dams using existing

guidelines has been validated by CFD models. The acting force on the downstream face is largely underestimated by different guidelines, either by reducing the height of water expected downstream to 60% or even considering 100% of the downstream water level, in particular because of the force exerted by the water nappe flowing along all the downstream face. Regarding the stability assessment performed with CADAM3D software, neglecting the vertical force on the crest underestimates the sliding safety factor in comparison to calculations performed with CFD pressure field, especially for small dams. Considering the vertical force on the crest according to the empirical rule of the FERC (1991) slightly overestimates the sliding safety factor for small dams. However, for large and medium dams, the sliding safety factors are not overestimated by the guidelines at the concrete rock interface because of compensation between the strong underestimation of the stabilizing force on the downstream face compared to the overestimation of the vertical force on the crest. The simplified approach developed during this project led to a good estimate of the different sliding safety factors for the different dams with an accurate assessment of the vertical weight of the water nappe on the crest, which is needed to evaluate the stability for all concrete joints along the height of the structure. Finally, the CFD modeling of the overtopping of an existing gravity dam of 28.84 m that could be submerged during its operation and of a spillway of 6.35 m with a slab between the piers that was submerged during the 1996 Saguenay floods allowed to estimate, using a rational approach, the structural stability of these non-typical structures under complex flow conditions.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Motivations.....	2
1.3 Objectifs	3
1.4 Organisation du projet.....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	6
2.1 Généralités.....	6
2.2 Historiques des ruptures liées à la submersion.....	7
2.3 Étude des mécanismes de défaillance par submersion.....	11
2.3.1 Causes de submersion	12
2.3.2 Conséquences de la submersion.....	14
2.4 Évaluation classique de la stabilité en cas de submersion	16
2.4.1 Méthode de gravité.....	16
2.4.2 Forces à considérer dans l'étude de la stabilité en cas de crue	20
2.4.3 Propositions des lignes directrices concernant les forces hydrauliques	21
2.4.4 Discussion des normes actuelles	26

2.5	Introduction à la CFD.....	29
2.5.1	Présentation générale.....	29
2.5.2	Avantages de la CFD par rapport aux études expérimentales.....	30
2.5.3	Comparaison des différents outils.....	30
2.5.4	Présentation du logiciel OpenFOAM.....	32
2.6	Théorie à la base de la CFD	33
2.6.1	Équations de Navier-Stokes	33
2.6.2	Modèle multiphasique : VOF (Volume of Fluid) method.....	35
2.6.3	Discretisation basée sur la méthode des volumes finis	36
2.6.4	Conditions limites	39
2.7	Turbulence.....	40
2.7.1	Définition de la turbulence.....	40
2.7.2	Méthodes de simulation de la turbulence.....	41
2.7.3	Méthode RANS	43
CHAPITRE 3	DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE.....	48
3.1	Objectifs	48
3.2	Méthodologie	49
3.3	Pertinence de l'article.....	50
3.4	Contributions originales	51
CHAPITRE 4	ARTICLE 1 : CFD MODELLING AND STRUCTURAL STABILITY ANALYSES OF GRAVITY DAMS AND SPILLWAYS SUBJECTED TO FLOOD OVERTOPPING	52
4.1	Abstract	52
4.2	Introduction	53
4.3	CFD implementation using OpenFOAM	56

4.3.1	Governing equations	56
4.3.2	Free surface modelling	57
4.3.3	Computer implementation	58
4.4	Validation example: Standard spillway	59
4.4.1	Standard spillway and flow characteristics	59
4.4.2	Computational domain and boundary conditions	61
4.4.3	Mesh convergence analysis	62
4.4.4	Selection of turbulence model	64
4.4.5	Comparisons with empirical results	66
4.5	Evaluation of overtopping pressure on rectangular crests	67
4.5.1	2D versus 3D modelling	67
4.5.2	Comparison with dam safety guidelines	68
4.5.3	Proposition of simplified guidelines based on 3D CFD results	70
4.6	Stability of overtopped gravity dams: typical geometry	71
4.6.1	Gravity dams and load cases analyzed	71
4.6.2	CFD pressure fields characteristics	72
4.6.3	Comparison of pressures with guidelines	74
4.6.4	Stability assessment	77
4.7	Case study of existing structures subjected to overtopping	79
4.7.1	Gravity dam	79
4.7.2	Spillway	81
4.8	Summary and Conclusions	83
4.9	Acknowledgments	85
4.10	References	85

CHAPITRE 5	RÉSULTATS ET DISCUSSIONS COMPLÉMENTAIRES	89
5.1	Raffinement du maillage sur la crête du déversoir.....	89
5.2	Vérification des calculs CFD : OpenFOAM vs STAR-CCM+.....	91
5.2.1	Présentation de STAR-CCM+.....	91
5.2.2	Comparaison OpenFOAM vs STAR-CCM+	92
5.3	Comparaison de différents modèles de turbulence	95
5.4	Aération latérale de la nappe : modèle 3D	100
CHAPITRE 6	DISCUSSION GÉNÉRALE	102
6.1	Apports pour les propriétaires d’ouvrages	102
6.2	Considérations sur les méthodes d’évaluation de la stabilité.....	102
6.3	Considérations sur les mécanismes de défaillance.....	104
6.4	Incertitudes à plusieurs niveaux	105
CHAPITRE 7	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	107
BIBLIOGRAPHIE	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Défaillances et ruptures de barrages-poids en béton et en maçonnerie depuis 1800 (ICOLD 1995, Douglas et al. 1998, Léger 2016).....	9
Tableau 2.2. Comparaison entre les simulations par CFD et les études expérimentales (Garnier 2016).....	30
Tableau 2.3. Comparaison des principaux logiciels de CFD utilisables pour l'étude d'un écoulement à surface libre.....	31
Tableau 2.4. Conditions limites envisageables pour chaque limite du domaine (Rusche 2002) ...	39
Table 4.1. Description of characteristics of different boundary conditions of the computational domain in Fig. 3 with y_1 and y_2 respectively the upstream and downstream water level.	62
Table 4.2. Description of parameters defining the Shear Stress Transport (SST) $k-\omega$ turbulence model.	65
Table 4.3. Comparisons of pressure resultants on rectangular crests.....	70
Table 4.4. Comparison of forces resultants obtained with OpenFOAM models and dam safety guidelines.	76
Table 4.5. Comparisons of the SSF obtained with the OpenFOAM models and dam safety guideline pressure fields.....	78

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Organisation du projet	5
Figure 2.1. Évacuateur avec vannes submergé lors de la crue du Saguenay en 1996 (Léger et al. 2000).....	8
Figure 2.2. Modes de défaillance des barrages-poids sous l’effet de la submersion (Léger 2016)	15
Figure 2.3. Effet de la fissuration sur les sous-pressions et la distribution des contraintes (Leclerc et Léger 2014)	18
Figure 2.4. Procédure itérative pour l’évaluation de la longueur de fissuration (Leclerc et Léger 2014).....	19
Figure 2.5. Charges à considérer dans le cas de crue (Leclerc et Léger 2014)	20
Figure 2.6. Différentes conditions de sous-pressions à considérer pour les barrages-poids (Hydro-Québec 2003)	23
Figure 2.7. Hypothèse par FERC (1991) sur la pression exercée sur la crête lors de la submersion	24
Figure 2.8. Conditions d’écoulements possibles à l’aval d’une structure submergée (CIRIA 1987)	25
Figure 2.9. Zone de pression élevée en raison du changement de géométrie à l’aval du déversoir en raison d’un tube de drainage (FERC 2016).....	26
Figure 2.10. Décollement de la nappe sur un déversoir à seuil épais (Sinniger et Hager 1989)....	27
Figure 2.11. Pressions appliquées sur un déversoir avec (a) un ressaut hydraulique sur le parement aval et (b) un ressaut hydraulique après le parement aval (ANCOLD 1991)	28
Figure 2.8. Organisation générale du logiciel OpenFOAM (OpenCFD Ltd. 2016)	32
Figure 2.9. Exemples de maillage structure (a) et non-structuré (b) pour un déversoir (Kanyabujinja 2015).....	37
Figure 2.10. Illustration d’un écoulement laminaire (a) et turbulent (b) autour d’un obstacle circulaire (Garnier 2016)	41

Figure 2.11. Illustration des trois approches pour simuler la turbulence d'un écoulement (Sodja 2007).....	42
Figure 2.12. Représentation de la couche limite d'un écoulement proche d'une paroi (Fouladi 2017)	46
Figure 2.13. Présentation des deux approches envisageables pour considérer la turbulence au niveau de la couche limite (Fouladi 2017)	47
Figure 4.1. Overtopping of gravity dams: (a) failure modes of gravity dams as a result of floods (1-7 cracks and development of failure mechanisms, 8 foundation erosion and buckling of thinly bedded strata) and (b) example of overtopping of a hydraulic structure during the 1996 Saguenay flood.....	53
Figure 4.2. Description of the three load cases studied and the corresponding shape of the upper layer (—) and pressures (- -) on the crest of a standard spillway (adapted from Sinniger and Hager 1988).....	60
Figure 4.3. Description of the boundary conditions on the computational domain composed by structured meshes of an overtopped ogee spillway.....	61
Figure 4.4. Examples of grid size - pressure convergence studies with (a,d) 10 cells per meter, (b,e) 20 cells per meter and (c,d) 40 cells per meter, Rx and Ry are horizontal and vertical force resultants.....	63
Figure 4.5. Convergence of ratios for the (a) Rx horizontal and (b) Ry vertical resultants acting on the spillway in comparison to the values of the Rx ₄₀ horizontal, and Ry ₄₀ vertical resultants, obtained with a grid composed of 40 cells per length unit.....	63
Figure 4.6. Comparisons between empirical values from USACE (1970) and those of the models with 0.1m square cells using OpenFOAM (a) coordinates of the overflowing nappe (b) normalized pressure.....	66
Figure 4.7. Comparisons between 2D and 3D models for a width of 3.75m of (a) flow for an overtopping height of 0.6m, (b) flow for an overtopping height of 1.3m, (c) flow for an overtopping height of 1.75m, and (d) crest pressures.	68

Figure 4.8. Crest pressures for dams (a) proposed in FERC (1991) guidelines with $\alpha=1$ and $\beta=0.5$ and (b) compared between OpenFOAM 3D models and FERC (1991) guidelines for a crest width of 3.75m.	69
Figure 4.9. Geometrical and resultant forces parameters used in structural stability evaluation...	71
Figure 4.10. CFD models and corresponding pressure fields for the 7.62m high dam section for the different overtopping heights.	72
Figure 4.11. Pressure fields obtained from CFD models for the three different dam sections and for with an inlet flow rate of $2\text{m}^3/\text{s}$ and $4\text{m}^3/\text{s}$	73
Figure 4.12. Overtopping of 0.8 m on a gravity dam with a downstream tailwater of 14 m during a probable maximum flood condition: (a) CFD model, (b) pressure field obtained by and represented in CADAM-3D, (c) pressure field from the FERC (1991) with $0.6H_{d/s}$ and (d) pressure field from the FERC (1991) with $1.0H_{d/s}$	80
Figure 4.13. Study of the overtopping by 2m of a spillway during the 1996 Saguenay flood (a) picture of the event, (b) geometry of a section of the structure with a pier and a slab, (c) CFD model of the flow over the spillway with the boundary conditions used at the inlet and outlet, (d) velocity fields obtained at the chute and at the pier sections, and (e) pressure fields obtained for these sections.	82
Figure 5.1. Raffinement du maillage (0.025 m) au niveau de la crête du déversoir	89
Figure 5.2. Comparaisons de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE et celles des modèles d'OpenFOAM (OF) avec des mailles carrées de côtés 0.025 m et 0.1 m.....	90
Figure 5.3. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=0.5$	93
Figure 5.4. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=1$	93
Figure 5.5. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=1.33$	93

Figure 5.6. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles des modèles d'OpenFOAM et de STAR-CCM+ avec des mailles carrées de 0.025 m de côté	94
Figure 5.7. Modèles de turbulence utilisables sur OpenFOAM pour des fluides incompressibles (OpenCFD Ltd. 2016)	95
Figure 5.8. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence kEpsilon avec des mailles carrées de 0.025 m de côté	96
Figure 5.9. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence kOmegaSST avec des mailles carrées de 0.025 m de côté	97
Figure 5.10. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence LaunderSharmaKE avec des mailles carrées de 0.025 m de côté ...	97
Figure 5.11. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant l'écoulement comme laminaire.....	98
Figure 5.12. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence kEpsilon.....	98
Figure 5.13. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence kOmegaSST.....	99
Figure 5.14. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence LaunderSharmaKE	99
Figure 5.15. Modélisation de murs latéraux au niveau d'un déversoir à paroi mince afin d'obtenir une aération latérale de la nappe (Page et Gaucher 2014)	100
Figure 5.16. Vue de dessus du domaine utilisé pour permettre une aération de la nappe	101
Figure 6.1. Approche progressive pour l'analyse de la stabilité structurale au cas de crue des barrages-poids (Léget et al. (1996)	103

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Sigles

2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
ANCOLD	<i>Australian National Committee on Large Dams</i>
BCR	Béton Compacté au Rouleau
BCV	Béton Conventionnel Vibré
CAO	Conception Assistée par Ordinateur
CDA	<i>Canadian Dam Association</i>
CIGB	Commission Internationales des Grands Barrages
CIRIA	<i>Construction Industry Research and Information Association</i>
CFD	<i>Computational Fluid Dynamics</i>
CFBR	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CMP	Crue Maximale Probable
DNF	Dynamique Numérique des Fluides
DNS	<i>Direct Numerical Simulation</i>
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
FERC	<i>Federal Energy Regulatory Commission</i>
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
LES	<i>Large Eddy Simulation</i>
OpenFOAM	<i>Open Source Field Operation and Manipulation</i>
PISO	<i>Pressure Implicit Splitting Operator</i>
PMF	<i>Probable Maximum Flood</i>
SIMPLE	<i>Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations</i>

SST	<i>Shear Stress Transport</i>
STAR-CCM+	<i>Simulation of Turbulent flow in Arbitrary Regions Computational Continuum Mechanics</i>
RANS	<i>Reynolds-Averaged Navier-Stokes</i>
RSM	<i>Reynolds Stress Model</i>
USACE	<i>U.S. Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
VOF	<i>Volume of Fluid</i>

Symboles

σ	Contrainte normale amont ou aval
\bar{V}	Résultante des actions verticales incluant les sous-pressions
A	Aire de la section horizontale considérée
M	Moment au centre de la section
e	Distance du centre de la section à la position des fibres considérées
I	Moment d'inertie de la section
FSG	Facteur de sécurité au glissement
A_c	Aire en compression
$\tan\phi$	Coefficient de frottement
C	Cohésion
F_H	Force résultante exercée sur le parement amont vertical
γ	Poids spécifique de l'eau
H_{barrage}	Hauteur du barrage
h_{sub}	Hauteur de submersion

b	Largeur de l'ouvrage considéré
F_v	Résultante verticale
$e_{\text{crête}}$	Longueur de la crête
$F_{d/s}$	Force hydrostatique aval
H_{aval}	Niveau d'eau à l'aval du barrage
θ	Angle entre le parement aval et la fondation du barrage
t	Temps
ρ	Densité du fluide
\mathbf{u}	Vecteur vitesse du fluide
σ	Tenseur des contraintes de cisaillement
e	Énergie totale spécifique
Q	Source d'énergie volumique
\mathbf{q}	Flux de chaleur
\mathbf{g}	Vecteur accélération gravitaire
p	Pression cinématique
ν	Viscosité cinématique
α	Fraction de phase
\mathbf{u}_r	Vitesse relative entre les deux phases
V	Volume de contrôle
A	Surface de contrôle
Γ	Diffusivité
S_ϕ	Terme de production volumique
Re	Nombre de Reynolds
U	Vitesse caractéristique du fluide

μ	Viscosité dynamique
D	Dimension caractéristique
ϕ	Variable de l'écoulement du fluide
$\bar{\phi}$	Valeur moyenne de la variable du fluide
ϕ'	Fluctuation temporelle de la variable du fluide
ν_{eff}	Viscosité effective
ν_t	Viscosité turbulente
C_μ	Constante du modèle
k	Énergie cinétique turbulente
ε	Dissipation de la turbulence
ω	Dissipation turbulente spécifique
u_{ref}	Vitesse référence de l'écoulement
T_i	Intensité adimensionnelle de la turbulence
l	Dimension caractéristique de la turbulence

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

Les barrages sont des infrastructures majeures pour les sociétés, notamment en termes de régulation du débit des rivières, de protection contre les crues, d'irrigation, d'apport en eau potable ou de production énergétique. La sécurité de ces ouvrages doit donc être assurée pour de raisons sociales, économiques et environnementales.

Les crues extrêmes sont une des menaces les plus importantes pour la sécurité de ces ouvrages. Lors de crues importantes, le niveau de la retenue peut dépasser la crête d'un barrage. L'ouvrage est alors considéré comme submergé, ce qui peut remettre en cause sa stabilité structurale. La submersion d'un barrage peut avoir des raisons multiples. Dans certaines conditions, la submersion d'un barrage peut alors conduire à sa rupture, représentant un risque de perte de vies et de dommages importants à l'aval de la structure.

La CIGB (Commission Internationales des Grands Barrages) ou ICOLD (*International Commission on Large Dams*) en anglais, qui fait office de référence pour les lignes directrices internationales sur la sécurité des barrages, a réalisé des études statistiques sur les ruptures de barrages dans le monde entier. Cela a mis en évidence l'importance du rôle de la submersion dans les cas de rupture rencontrés. La submersion est définie comme la cause la plus fréquente de rupture pour les barrages en remblai (31 % comme cause principale, 18 % comme cause secondaire) et pour les barrages en maçonnerie (43 %) et une des causes principales pour les barrages en béton (environ 20 %) après l'érosion interne des fondations (21 %) et la résistance insuffisante au cisaillement (21%) (ICOLD 1995). Les barrages en béton apparaissent comme étant moins sujet à la rupture en cas de submersion que les autres types de barrages. Ils sont susceptibles de résister à un certain niveau de submersion pendant une période donnée, en raison d'une plus faible vulnérabilité à l'érosion du béton et de sa fondation constituée généralement d'une masse rocheuse de bonne qualité. Parmi les barrages en béton, les barrage-poids qui résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids propre, peuvent voir leur stabilité remise en cause par les forces exercées par la submersion de l'ouvrage en cas de crue. En comparaison, les barrages-voûtes apparaissent comme

moins sujet à l'instabilité en cas de crue grâce à la redistribution des efforts (hyperstaticité) en cas de sollicitations importantes (Schleiss et Pougatsch 2011).

L'augmentation des crues extrêmes rencontrées dans le monde entier, pouvant être influencée par le réchauffement climatique, et les conséquences dramatiques en découlant ont montré la nécessité d'améliorer la sécurité des barrages en cas de crue et plus précisément sous l'effet de la submersion. Cette nécessité a été soulignée par la commission scientifique et technique d'enquête mise en place par le gouvernement du Québec suite aux inondations dans la région du Saguenay en 1996 (Léger et al. 2000). Le premier séminaire international sur la protection des barrages contre la submersion et les fuites accidentelles, tenu à Madrid en novembre 2014, représente bien aussi la prise de conscience collective par rapport aux efforts qui doivent encore être fournis dans ce domaine.

1.2 Motivations

Du fait de la demande croissante en sécurité dans les sociétés modernes, il existe un besoin de mesures alternatives pour étudier la sécurité des ouvrages pour les cas extrêmes comme les crues. De récentes recherches ont eu pour but d'améliorer les critères de conception, les techniques de construction et de développer certaines technologies à faible coût afin d'augmenter la capacité des structures à résister aux crues extrêmes. Ce qui a conduit à de nouvelles réglementations dans plusieurs pays comme la Norvège, la Suède ou les États-Unis. La FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) a notamment regroupé les différentes mesures de protection possibles contre la submersion, mais précise le besoin de recherches supplémentaires dans l'étude de la sécurité en cas de crue, du fait que la submersion soit responsable de 30 % des ruptures de barrages aux États-Unis sur les 75 dernières années (FEMA 2014).

Jusqu'à récemment, les modèles physiques étaient la seule façon d'étudier les effets hydrodynamiques en cas de submersion dans le but de garantir la sécurité structurale des barrages. Ces modèles physiques peuvent être coûteux en temps et nécessitent notamment des moyens importants au niveau des installations, des instruments ou du personnel expérimenté pendant la conception ainsi que les essais en laboratoire.

Quelques règles empiriques ont pu être proposées dans la littérature, à partir de modèles physiques, concernant les pressions à utiliser lors de l'évaluation de la stabilité des barrages-poids en cas de

crue, notamment par USACE (1995) ou FERC (1991, 2016). Cependant, ces lignes directrices se reposent sur des considérations hydrostatiques et négligent ainsi les effets hydrodynamiques qui peuvent devenir déterminant lorsque le débit de déversement devient significatif. Il persiste donc une incertitude sur les pressions hydrodynamiques exercées sur les ouvrages submergés, qu'elles soient stabilisantes ou déstabilisantes. Afin d'estimer correctement les critères de stabilité structurale des barrages-poids en cas de crue, il apparaît primordial de quantifier adéquatement toutes les pressions et forces hydrodynamiques exercées sur les ouvrages submergés.

Depuis plusieurs années, la Dynamique Numérique des Fluides (DNF), ou plus connu sous le terme anglais de *Computational Fluid Dynamics* (CFD) qui sera utilisé dans ce mémoire, est sujette à une réelle démocratisation entraînant son utilisation dans de nombreux domaines de l'ingénierie. Ces modèles numériques permettent, entre autres, de calculer les différentes caractéristiques de l'écoulement d'un fluide sur un ouvrage sous différentes conditions. La démocratisation de cet outil a entraîné la multiplication des recherches afin de valider les résultats obtenus numériquement avec la CFD par rapport aux résultats des modèles physiques. La validation des pressions appliquées sur une structure hydraulique submergée est de plus en plus étudiée. À travers plusieurs études, Savage et Johnson ont notamment conclu que la CFD est capable de prédire raisonnablement les pressions appliquées sur différents types de déversoirs et pour différentes charges hydrauliques (Savage et Johnson 2001, 2006). La CFD apparaît donc comme un outil pertinent en termes de temps et de coût par rapport aux modèles physiques pour déterminer le champ des pressions agissant sur une structure hydraulique submergée en cas de crue. La CFD apporte un véritable intérêt pour faire évoluer les processus classiques d'évaluation de la sécurité structurale des barrages-poids en cas de crue.

1.3 Objectifs

L'objectif général de ce projet est de combiner l'utilisation de la CFD (via le logiciel OpenFOAM) et une analyse classique de la stabilité structurale (méthode de gravité via le logiciel CADAM3D), afin d'affiner le champ des pressions qui s'applique sur des ouvrages poids submergés dans l'analyse de stabilité en cas de crues extrêmes et de quantifier plus adéquatement les coefficients

de sécurité (glissement et renversement) nécessaires pour assurer la stabilité structurale de ces structures lors de crues.

Ce projet est organisé selon les objectifs spécifiques suivants :

1. Introduire et mettre en évidence la vulnérabilité des barrages-poids vis-à-vis de la submersion en cas de crue,
2. Montrer les limites des lignes directrices concernant la sécurité structurale des ouvrages poids en cas de crue et démontrer la nécessité d'améliorer ces lignes directrices et d'utiliser de nouvelles techniques,
3. Introduire et développer les différentes notions nécessaires à la compréhension du fonctionnement de la CFD et à la réalisation de modèles numériques basés sur la CFD,
4. Valider les choix et hypothèses réalisés pour les modélisations numériques par CFD à travers la modélisation de la submersion d'un déversoir standard et de crêtes rectangulaires afin de s'assurer de la pertinence des résultats obtenus avec la CFD,
5. Étudier la validité et améliorer, grâce à l'utilisation de la CFD, les lignes directrices existantes basées sur des règles empiriques simplifiées permettant de représenter le champ de pression en cas de submersion des barrages-poids,
6. Analyser l'influence de l'utilisation de la CFD pour réaliser des calculs de stabilité structurale de barrages-poids par rapport à une analyse classique de stabilité basée sur les lignes directrices actuelles,
7. Montrer la possibilité de réaliser des calculs de stabilité structurale grâce à la CFD, sur une base rationnelle, en cas de crue pour des ouvrages existants de géométrie complexe susceptibles d'être submergés lors d'évènements extrêmes,
8. Formuler des recommandations ainsi que la méthodologie à adopter, vis-à-vis des ouvrages et des cas de charge hydraulique qui peuvent nécessiter l'utilisation de la CFD pour réaliser une analyse de stabilité structurale.

1.4 Organisation du projet

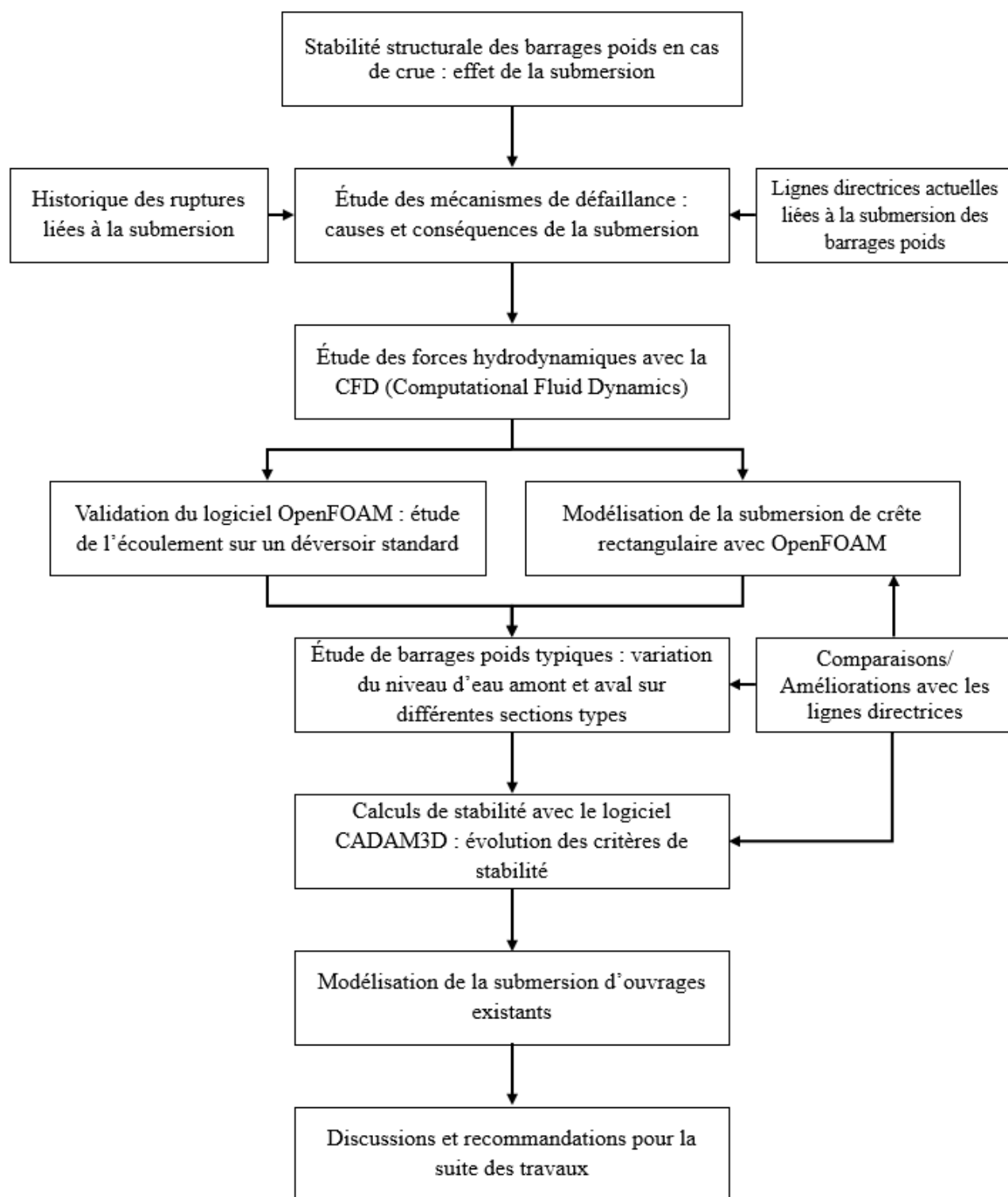


Figure 1.1. Organisation du projet

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Généralités

Les barrages sont des ouvrages majeurs de génie civil qui peuvent avoir plusieurs rôles comme la régulation du débit des rivières, la protection contre les crues, l'irrigation, l'apport en eau potable ou la production d'énergie. Il est essentiel d'assurer la sécurité de ces ouvrages, notamment lors des conditions de sollicitations extrêmes qui peuvent être rencontrées, dont la rupture peut entraîner des conséquences désastreuses sur les plans économique, social, environnemental à l'aval de la structure (Léger 2016).

Les crues extrêmes sont une des menaces les plus importantes pour la sécurité des barrages. Lors de crues importantes, le niveau de la retenue peut dépasser la crête d'un barrage. L'ouvrage est alors considéré comme submergé, ce qui peut remettre en cause sa stabilité structurale. Dans certaines conditions, la submersion d'un barrage peut alors conduire à sa rupture, représentant un risque de perte de vies et de dommages importants à l'aval de la structure.

Parmi les différents types de barrages, les barrages-poids résistent à la poussée de l'eau de la retenue, aux sous-pressions et autres efforts déstabilisants grâce à leurs poids propres. Ces structures doivent être pleines et massives et possèdent souvent un profil triangulaire. L'implantation d'un barrage-poids nécessite une fondation rocheuse de qualité pour retransmettre les différents efforts à cette dernière. Il existe différents types de barrages-poids selon leurs matériaux de construction. Il est possible donc de distinguer les barrages en maçonnerie, en béton conventionnel vibré (BCV) et en béton compacté au rouleau (BCR).

Les barrages-poids se distinguent des barrages en remblai notamment par leur capacité à résister à un certain niveau de submersion pendant une période donnée à cause de la meilleure résistance du béton à l'érosion par rapport au remblai. Cependant, les barrages-poids sont plus vulnérables que les barrages-voûtes à une instabilité en cas de crue à cause de la redistribution des efforts (hyperstaticité) en cas de sollicitation importante pour les barrages-voûtes (Schleiss et Pougatsch 2011).

2.2 Historiques des ruptures liées à la submersion

L'étude des ruptures des barrages à travers le temps et le monde permet de mettre en évidence les vulnérabilités des différents ouvrages à la submersion. Cela est d'autant plus important que les conséquences de la rupture d'un barrage peuvent être dramatiques. Six des cas de rupture enregistrés entre 1950 et le début des années 90 ont entraîné le décès de plus de 1000 personnes alors que les barrages étaient soit en service, soit en construction (Darbe 1998). Cela implique que la submersion de l'ouvrage est un élément à prendre aussi en considération pendant la phase de construction.

Les études statistiques de l'ICOLD (1995) ont conclu que les cas de rupture concernent essentiellement des barrages jeunes avec 70 % des ruptures durant les dix premières années et plus précisément pendant la première année d'exploitation. Les barrages construits entre 1910 et 1920 sont ceux présentant le taux de rupture le plus élevé. Le vieillissement des barrages est un élément important qui doit aussi être surveillé et peut être défini comme les détériorations liées au changement, à travers le temps, des propriétés des matériaux du barrage et de la fondation, dans des conditions normales d'exploitation (ICOLD 1994). La rupture d'un barrage peut donc aussi bien se produire au premier remplissage ou pendant les dix premières années d'exploitation où des ajustements s'opèrent au niveau du système barrage-fondation ou encore après une plus longue période avec la détérioration de la résistance structurelle. La réhabilitation des barrages existants est un élément central pour garantir la sécurité des ouvrages, d'autant plus que la population à l'aval a tendance à s'accroître et que les critères de dimensionnement ont largement évolué à travers le temps (Léger 2016).

Les statistiques rencontrées dans la littérature peuvent différer les unes par rapport aux autres car le recensement des cas de rupture dépend de la définition de « rupture » qui est considérée. L'ICOLD définit la rupture d'un barrage comme « rupture ou mouvement d'une partie d'un barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse plus retenir d'eau. En général, le résultat sera la libération d'un volume d'eau important entraînant des risques pour les personnes et les biens à l'aval » (ICOLD 1995).

Comme mentionné précédemment, la submersion est la cause la plus fréquente de rupture pour les barrages en remblai (31 % comme cause principale, 18 % comme cause secondaire), suivie de l'érosion interne du corps du barrage et par l'érosion interne des fondations. Ce type de barrage est

vulnérable à la submersion à cause du fort potentiel d'érosion du système barrage-fondation. Alors que les barrages-poids (en maçonnerie ou en béton) sont susceptibles de résister à une certaine submersion. Cependant, la submersion (43 %) et l'érosion interne des fondations (29 %) sont aussi les causes principales de rupture des barrages en maçonnerie. Pour les barrages en béton, la submersion représente aussi environ 20 % des ruptures mais ce sont l'érosion interne des fondations (21 %) et la résistance insuffisante au cisaillement (21 %), qui sont les plus fréquemment en cause (ICOLD 1995). La submersion apparaît donc comme une des causes principales de rupture de barrages.

Lempérière, qui a réalisé des études sur les ruptures de barrage lors de crues, a indiqué que les barrages-poids de faible hauteur (moins de 20 m) sont plus vulnérables à la submersion car ces ouvrages possèdent rarement un système de drainage efficace (Lempérière 1993).

De plus, les crues extrêmes, qui ont eu lieu en juillet 1996 dans la région de Saguenay au Québec, ont entraîné des dommages au niveau de certains barrages à cause de leur submersion. La figure 2.1 montre la submersion d'un ouvrage lors des inondations du Saguenay et l'obstruction du déversoir par des débris flottants.

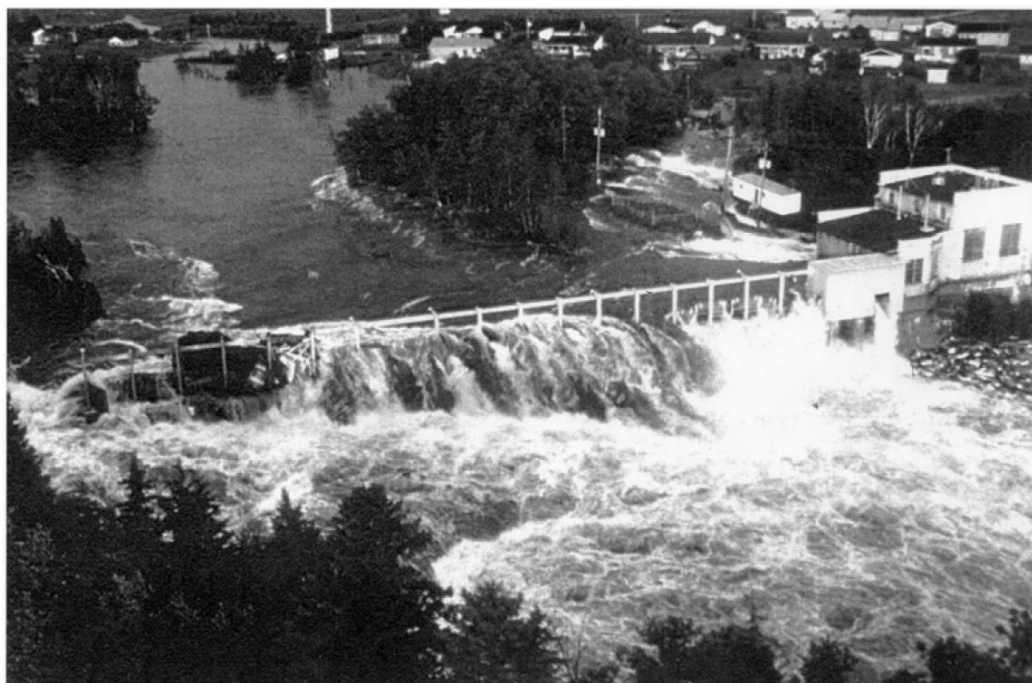


Figure 2.1. Évacuateur avec vannes submergé lors de la crue du Saguenay en 1996 (Léger et al. 2000)

Comme ce projet se focalise sur les barrages-poids, il apparaît justifié de recenser les cas de rupture des barrages-poids liés à la submersion. Le tableau 2.1 regroupe un historique des accidents survenus pour les barrages-poids.

Tableau 2.1. Défaillances et ruptures de barrages-poids en béton et en maçonnerie depuis 1800 (ICOLD 1995, Douglas et al. 1998, Léger 2016)

Nom du barrage	Pays	Type	Hauteur (m)	Année de construction	Année de rupture	Cause de rupture et défaillance
<i>Angels</i>	USA	Poids en maçonnerie	15.6	1895	1895	Erosion interne
<i>Austin I</i>	USA	Poids en maçonnerie	18.3	1893	1893	Défaillance fondation : Résistance au cisaillement
<i>Bayless</i>	USA	Poids en béton	15.8	1909	1911	Défaillance fondation : Résistance au cisaillement
<i>Blackbrook</i>	Grande-Bretagne	Poids en maçonnerie	-	1801	1804	Percolation
<i>Bouzey</i>	France	Poids en maçonnerie	22	1880	1895	Sous-pression
<i>Cheurfas</i>	Algérie	Poids en béton	42	1884	1885	Erosion interne
<i>Chikhahole</i>	Inde	Poids en maçonnerie	30	1966	1972	Renversement causé par une crue
<i>Chichester</i>	Australie	Poids en béton	41	-	1923	Mauvaise conception : Déversoir inadéquate
<i>Dantiwada</i>	Inde	Terre et Poids en béton	61	1969	1973	Submersion, Pression hydrostatique et poussée des sédiments
<i>Dibblis</i>	Irak	Poids en béton	17	-	1984	Inconnu
<i>Dujeprostroj</i>	Russie	Poids en béton	40	-	1941	Explosion par les troupes soviétiques
<i>Eder</i>	Allemagne	Poids en béton	48	-	1943	Bombardement pendant la guerre
<i>Edmali</i>	Turquie	Poids en béton	18	-	1916	Inconnu
<i>Eigiau</i>	Pays-de-Galle	Poids en béton	11	-	1925	Percolation sous le barrage
<i>El Habra</i>	Algérie	Poids en béton	-	-	1927	Haute densité de l'eau boueuse, Sous-pression sur joint détériorés
<i>Elmali I</i>	Turquie	Poids en béton et Terre	23	1892	1916	Submersion
<i>Elwha River</i>	USA	Poids en maçonnerie	33	1912	1912	Défaillance fondation : Erosion interne
<i>Fergoug I</i>	Algérie	Poids en maçonnerie	43	1871	1881	Submersion : Rupture d'un barrage à l'amont

Tableau 2.2. Défaillances et ruptures de barrages-poids en béton et en maçonnerie depuis 1800 (ICOLD 1995, Douglas et al. 1998, Léger 2016) (suite)

Nom du barrage	Pays	Type	Hauteur (m)	Année de construction	Année de rupture	Cause de rupture et défaillance
<i>Fergoug II</i>	Algérie	Poids en maçonnerie	43	1885	1927	Submersion : Rupture d'un barrage à l'amont
<i>Gallinas</i>	USA	Poids en maçonnerie	29	1910	1957	Submersion : Débit excessif et défaillance du système d'étanchéité
<i>Gleno</i>	Italie	Voûtes multiples et Poids en béton	44	-	1923	Mauvaise conception et construction
<i>Hauser Lake II</i>	USA	Poids en béton	40	1911	1969	Inconnu
<i>Khadakwasla</i>	Inde	Poids en maçonnerie	33	1879	1961	Rupture d'un barrage à l'amont : Submersion de 2.7 m
<i>Kohodiar</i>	Inde	Terre et Poids en béton	36	1963	1983	Inconnu
<i>Kundli</i>	Inde	Poids en maçonnerie	45	1924	1925	Construction de la maçonnerie et Premier remplissage rapide due à une crue
<i>Lower Idaho Falls</i>	USA	Enrochement et Poids en béton	15.2	1914	1976	Rupture d'un barrage à l'amont : Submersion
<i>Lower Khajuri</i>	Inde	Poids en béton	16	-	1949	Submersion
<i>Machhu II</i>	Inde	Terre et Poids en béton	24.7	1972	1979	Submersion : Pression hydrostatique et poussée des sédiments
<i>Mohne</i>	Allemagne	Poids en béton	40	-	1943	Bombardement pendant la guerre
<i>Olbinskaia</i>	CIS	Poids en béton	13	-	1939	Inconnu
<i>Pagara</i>	Inde	Poids en béton	27.3	1927	1943	Capacité insuffisante de l'évacuateur de crue
<i>Puentes</i>	Espagne	Poids en maçonnerie	69	1791	1802	Erosion interne
<i>Santa Catalina</i>	Mexique	Poids en béton	15	1900	1906	Inconnu
<i>Scott Falls</i>	Canada	Poids en béton et Enrochement	15	1921	1923	Submersion
<i>Sig</i>	Algérie	Poids en béton	21	1858	1885	Submersion : Rupture d'un barrage à l'amont
<i>St-Francis</i>	USA	Poids en béton	62.5	1926	1928	Reconnaissance inadaptée, Résistance au cisaillement

Tableau 2.3. Défaillances et ruptures de barrages-poids en béton et en maçonnerie depuis 1800 (ICOLD 1995, Douglas et al. 1998, Léger 2016) (suite)

Nom du barrage	Pays	Type	Hauteur (m)	Année de construction	Année de rupture	Cause de rupture et défaillance
<i>Sweet Water</i>	USA	Terre et Poids en béton	35	-	1916	Rupture pendant la construction : Mauvaise fondation
<i>Terrejon Tajo</i>	Espagne	Poids en béton	176	-	1965	Inconnu
<i>Tigra</i>	Inde	Poids en maçonnerie	25.9	1917	1917	Submersion de 0.15 m sur le barrage et glissement
<i>Wilbur</i>	USA	Poids en béton	21	-	1940	Submersion
<i>Xuriguera</i>	Espagne	Poids en béton	42	1902	1944	Mauvaise conception : Résistance au cisaillement
<i>Zerbino</i>	Italie	Poids en béton	16.5	1925	1935	Submersion du corps du barrage due à une crue

D'après les cas référencés dans le tableau 2.1, il apparaît que des ruptures d'ouvrages poids ont été enregistrées dans le monde entier. Ces ruptures ont eu lieu entre la fin du XIX siècle jusqu'à la fin des années 1980 et aussi bien pendant la première année de construction qu'après plusieurs années de service.

De plus, à partir de ce référencement, il apparaît aussi que les petits barrages (environ 20 m ou moins) sont plus vulnérables à la submersion.

Finalement, il est possible de conclure que la submersion est impliquée dans environ un quart des défaillances et ruptures qui ont été identifiées. La submersion des barrages-poids est bien une des causes principales de rupture des barrages-poids. Les barrages en maçonnerie apparaissent comme plus sujet à la défaillance en cas de crue, notamment en raison de leur plus grande vulnérabilité à l'érosion et de la possible détérioration du mortier avec le temps entraînant une plus grande aptitude au glissement.

2.3 Étude des mécanismes de défaillance par submersion

L'évaluation de la sécurité des barrages se base en premier lieu sur l'identification des mécanismes de défaillance. Une bonne compréhension des mécanismes pouvant entraîner la défaillance de l'installation est primordiale pour prendre des dispositions adéquates afin d'en assurer la sécurité.

Cela correspond à la mise en place de liens de cause à effet pouvant entraîner des conséquences néfastes pour la durabilité, le fonctionnement et la sécurité de l'ouvrage. De la rigueur et de l'expérience sont nécessaires pour distinguer les différents scénarios possibles et mettre en évidence les processus déterminants, susceptibles d'entraîner la ruine des barrages (Léger 2016).

2.3.1 Causes de submersion

Les événements susceptibles d'entraîner la submersion d'un barrage-poids lors de crues extrêmes peuvent être multiples. Pour assurer la sécurité d'un tel ouvrage, l'identification des différentes causes de submersion et d'une possible défaillance/rupture du barrage permet de mettre en œuvre des mesures pour limiter leur occurrence lors de la conception et pendant l'exploitation. Les principales causes de submersion pouvant être rencontrées sont décrites ci-dessous.

1. Crues extrêmes dépassant les critères de dimensionnement :

Les crues extrêmes rencontrées dans le monde entier ont montré les limites des différentes méthodes (historiques, probabilistes et stochastiques) de détermination de ces crues. Ces méthodes ont largement évolué à travers le temps et sont toujours en cours de révision. Les crues qui n'avaient pas été suffisamment anticipées en termes de magnitude et de durée peuvent ainsi entraîner une submersion incontrôlée. Ceci est d'autant plus vrai pour les sites où les informations hydrologiques sont limitées et les anciens ouvrages dimensionnés avec des critères non-révisés. Plusieurs milliers de barrages en Amérique du Nord sont ainsi considérés comme ayant des déversoirs de capacités insuffisantes (FEMA 2014) et seraient donc susceptibles d'être submergés pour la CMP (crue maximale probable) ou PMF (*Probable Maximum Flood*) en anglais qui est définie comme la crue résultant de « la plus sévère combinaison de conditions météorologiques physiquement possible » (Schleiss et Pougatsch 2011). Finalement, l'évolution des critères de dimensionnement pour le cas de crue peut contraindre certains propriétaires d'ouvrages à accepter la submersion lors de crues extrêmes.

2. Capacité de déversement insuffisante :

Une attention particulière doit être portée aux organes de déversement car ils sont en cause dans environ un tiers des problèmes de submersion. La capacité de déversement réelle peut être inférieure à celle prévue. Les déversoirs sont souvent dimensionnés par des courbes de décharge

idéalisées alors qu'une étude hydraulique spécifique peut être nécessaire. Une construction inadéquate peut aussi limiter cette capacité. Les modèles CFD ont notamment un intérêt prononcé dans cet optique.

3. Obstruction des organes d'évacuation pour des débris flottants :

L'obstruction des déversoirs par des débris flottants est critique pour les barrages car elle limite fortement la capacité de déversement. Ces débris créent des sollicitations supplémentaires au niveau de la crête de l'ouvrage qui doivent être considérées dans l'analyse de la stabilité.

4. Blocage des vannes de déversement (raisons mécaniques, de maintenance ou électrique) :

Lors d'une crue importante, il est préférable d'ouvrir les vannes afin d'avoir une capacité de déversement maximale. Cependant, de nombreux cas de défaillances ont montré les limites des organes de manœuvre sous des conditions hydrauliques extrêmes et en présence de corps flottants. Différents défauts mécaniques et de maintenance peuvent mener à l'impossibilité d'ouvrir totalement les vannes des déversoirs et à la submersion du barrage. Il faut rajouter la possibilité d'une perte d'alimentation électrique qui neutralise le contrôle automatique des vannes, qui peuvent être bloquées fermées ou partiellement ouvertes (CFBR 2013).

5. Rupture d'un ouvrage amont :

La rupture d'un barrage en amont d'un barrage peut entraîner la libération soudaine d'une grande quantité d'eau. Cette grande quantité d'eau peut conduire à la submersion du barrage aval.

6. Erreur humaine :

Les erreurs humaines sont aussi à prendre en compte, notamment à cause de la situation de stress que peuvent vivre les opérateurs lors de crues majeures (FEMA 2005).

7. Vagues critiques liées aux conditions extrêmes rencontrées en cas de crue :

Le dimensionnement contre les vagues peut être insuffisant lors de crues extrêmes (CFBR 1998).

8. Glissement de terrain dans le réservoir :

Un glissement de terrain dans le réservoir entraîne l'élévation du niveau de l'eau dans la retenue et une possible submersion. Ces glissements de terrain ont été fréquents lors des inondations du Saguenay en 1996. Ils sont d'autant plus critiques qu'un grand nombre de débris flottants différents peuvent être entraînés dans le réservoir. Une forte augmentation des sédiments dans le réservoir

est aussi possible après un glissement de terrain, comme après l'érosion du lit de la rivière (Léger 2016).

9. Mauvaises informations sur la situation actuelle :

Des consignes de crues erronées peuvent survenir à cause du dysfonctionnement des systèmes automatiques ou des capteurs informant sur la situation à l'amont de l'ouvrage. Une arrivée tardive de l'exploitant ainsi que des manœuvres de vannes inadaptées peuvent en découler (CFBR 1998, 2013).

10. Manque d'accès au site :

Lors d'une crue extrême, l'accès au site peut être impossible pour les opérateurs. Les équipements d'évacuation ne peuvent alors pas être contrôlés.

2.3.2 Conséquences de la submersion

Lorsque la submersion d'un barrage se produit en cas de crue extrême, les conséquences dépendent de la durée, de la profondeur et de la vitesse de la nappe d'eau qui passe au-dessus de la crête de l'ouvrage (Léger 2016). Elles dépendent aussi de l'état de la fondation et de l'élévation du niveau d'eau aval. Les effets de la submersion peuvent être multiples et entraînent une réduction de la sécurité qui peut aller jusqu'à la rupture partielle ou totale du barrage, selon plusieurs mécanismes. Ces modes de défaillance potentiels dépendent des caractéristiques du barrage et de la fondation de chaque site.

Les études statistiques de l'ICOLD ont mis en évidence que les barrages en béton étaient moins vulnérables en cas de crue du fait qu'ils peuvent résister à une certaine submersion pour une magnitude et une durée données.

Les barrages-voûtes sont les barrages en béton les moins sensibles à la submersion due à leur hyperstaticité, même si l'impact de la nappe d'eau peut affecter la fondation rocheuse. Pour les barrages-poids qui sont stables à travers le caractère massif de la structure, plusieurs modes de défaillances peuvent survenir lors de la submersion et sont décrits ci-dessous. La figure 2.2 présente les modes de défaillances possibles en cas de submersion d'un barrage-poids.

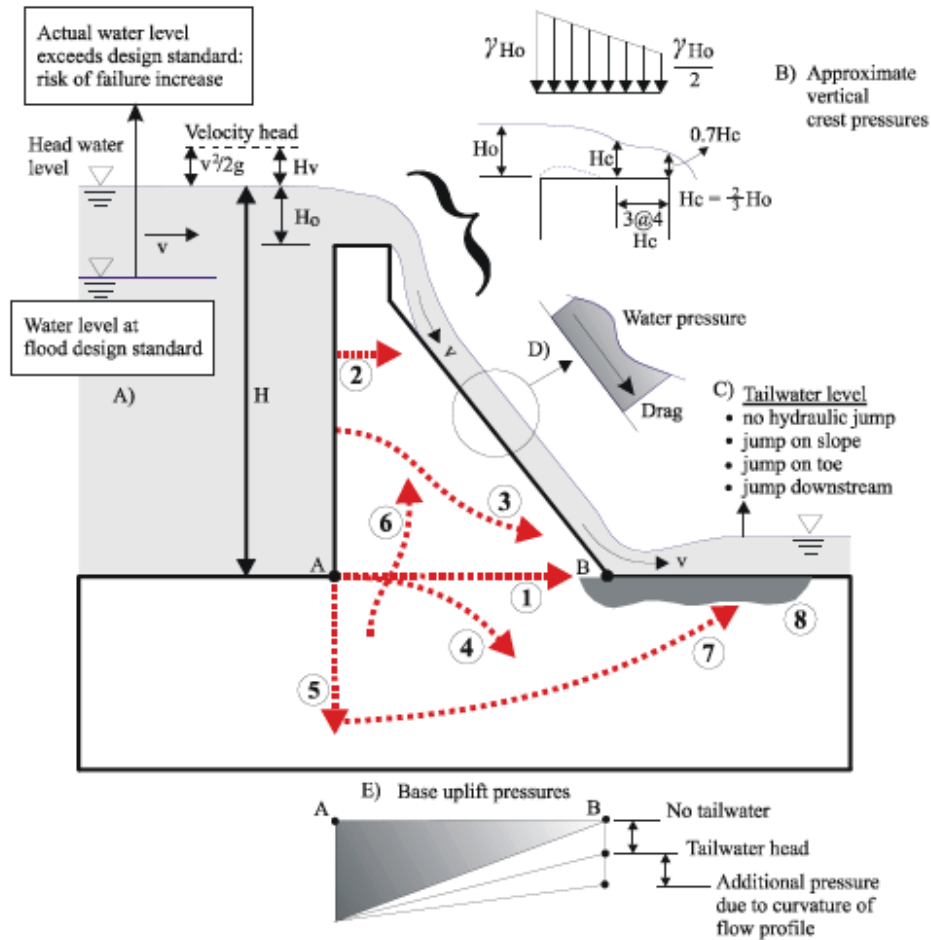


Figure 2.2. Modes de défaillance des barrages-poids sous l'effet de la submersion (Léger 2016)

L'augmentation des forces qui agissent sur un barrage-poids lors d'une submersion peut entraîner différents types de fissuration comme le montre la figure 2.2 : (1) et (2) fissurations horizontales, (3) et (4) fissurations curvilignes et (5) fissuration verticale de la fondation.

Les caractéristiques et les trajectoires des fissures se créant ou se propageant suite à la submersion d'un barrage-poids dépendent de l'historique du chargement de l'ouvrage. Les fissures ont tendance à se développer horizontalement correspondant à l'ouverture des joints mais peuvent dévier dans le béton selon l'état de contraintes et des propriétés mécaniques de l'ouvrage. L'interface entre le barrage et la fondation reste le plan le plus vulnérable dans la plupart des cas, d'où la nécessité d'un bon contact au niveau de la fondation pour les barrages-poids. Une fissure verticale de la fondation peut aussi être initiée au niveau du parement amont et endommager le système d'étanchéité (Léger 2016). Le mode de défaillance (6) représente l'extension d'une discontinuité existante de la fondation dans le corps du barrage.

La structure d'un barrage en béton est généralement considérée comme non sujette à l'érosion. Sa fondation rocheuse est aussi caractérisée par une bonne résistance à l'érosion. Cependant, cette relative bonne résistance se limite à une période de temps et une vitesse d'écoulement données. Ainsi, un affouillement de la fondation à l'aval de l'ouvrage est possible avec la perte de blocs lors de la submersion, selon les caractéristiques des fissures et discontinuités présentes dans la roche de fondation. L'espacement, l'orientation, l'ouverture, et la continuité des fissures et des discontinuités dans la roche conditionnent le potentiel d'érosion de la fondation d'un barrage. L'érosion du pied aval de la fondation (8) peut augmenter les contraintes dans la structure et exposer les plans de glissement de la fondation, remettant en cause la stabilité structurale de l'ouvrage. Le barrage est alors plus sujet au glissement et au renversement. L'érosion et la perte de blocs peuvent être provoquées par différents facteurs comme des vitesses d'écoulement élevées, des fluctuations des sous-pressions liées aux variations de niveaux d'eau amont et aval, des fluctuations des pressions hydrodynamiques et l'abrasion par les solides présents dans l'écoulement (Léger 2016).

Les barrages-poids sont dimensionnés pour être stable au renversement et au glissement, que ce soit au niveau de la fondation (plans préférentiels ou au contact béton-rocher) ou dans le béton (changement de géométrie ou aux joints de reprise de bétonnage). Cependant, l'évolution des fissurations et des sollicitations en cas de crue peut remettre en cause cette stabilité, le mode de défaillance (7) correspond à cette incertitude dans la stabilité.

2.4 Évaluation classique de la stabilité en cas de submersion

2.4.1 Méthode de gravité

Les barrages-poids sont des structures en béton massives avec un profil triangulaire. Ils sont définis pour être stable face au glissement et au renversement sous l'action des forces extérieures, par la résistance fournie par leur poids propre à travers les différents plans de rupture possibles et notamment la surface de contact avec la fondation. La stabilité structurale des barrages-poids, dont le poids propre s'oppose à la poussée de l'eau à l'amont par le frottement résultant, dépend de la magnitude, de la localisation et de l'orientation de la résultante de toutes les forces exercées sur l'ouvrage.

La méthode de gravité est la méthode classique généralement utilisée pour réaliser une analyse de stabilité d'un barrage-poids pour se prémunir contre le glissement de l'ouvrage, la fissuration excessive, l'écrasement du béton en compression et le renversement de l'ouvrage. Cette méthode est basée sur l'équilibre des corps rigides pour déterminer les forces internes agissantes sur les plans de rupture potentiel (joints et l'interface béton-rocher), et sur la théorie de poutre pour calculer les contraintes. Son utilisation nécessite des hypothèses simplificatrices concernant le comportement de la structure et de l'application des charges (Leclerc et Léger 2014).

Cette méthode est divisée en deux étapes distinctes :

1. Une analyse de contraintes est réalisée pour évaluer la longueur des fissures éventuelles et les contraintes de compression (au niveau de chaque joint),
2. Une analyse de stabilité est réalisée afin de déterminer la marge de sécurité contre le glissement le long des joints et la position de la résultante des forces agissant sur les joints pour pouvoir statuer sur le renversement de chaque bloc considéré comme indéformable.

À partir des efforts exercés sur la structure, l'analyse des contraintes est réalisée au niveau de chaque joint pour calculer les contraintes effectives normales amont et aval sur la base de la théorie des poutres à partir de la formule suivante :

$$\sigma = \frac{\bar{V}}{A} \pm \frac{Me}{I}$$

où :

- \bar{V} est la résultante des actions verticales incluant les sous-pressions,
- A est l'aire de la section horizontale considérée,
- M est le moment au centre de la section,
- e est la distance du centre de la section à la position des fibres considérées,
- I est le moment d'inertie de la section.

Si la contrainte amont calculée est supérieure à la résistance à la traction considérée alors l'initiation de la fissuration se produit et la fissure se propage. Par la propagation de la fissure, les contraintes

vont se concentrer près de la pointe de la fissure diminuant ainsi la traction à cet endroit. Il est alors possible de définir le critère de propagation de la fissuration qui correspond à une résistance à la traction à partir de laquelle la fissure va s'arrêter. Ce critère doit être égal ou inférieur à celui de l'initiation.

De plus, il faut considérer le fait que l'eau du réservoir peut pénétrer dans les fissures. Ainsi, cette eau entraîne des pressions de soulèvements ou une augmentation des sous-pressions dans le cas d'une fissuration à l'interface barrage-fondation. Cette considération est présentée à la figure 2.3. L'évaluation de la propagation de la fissuration doit donc être couplée avec une augmentation des sous-pressions liée à la fissuration. Cette démarche est réalisée par une procédure itérative (*cracked base analysis*) qui est présentée dans la figure 2.4.

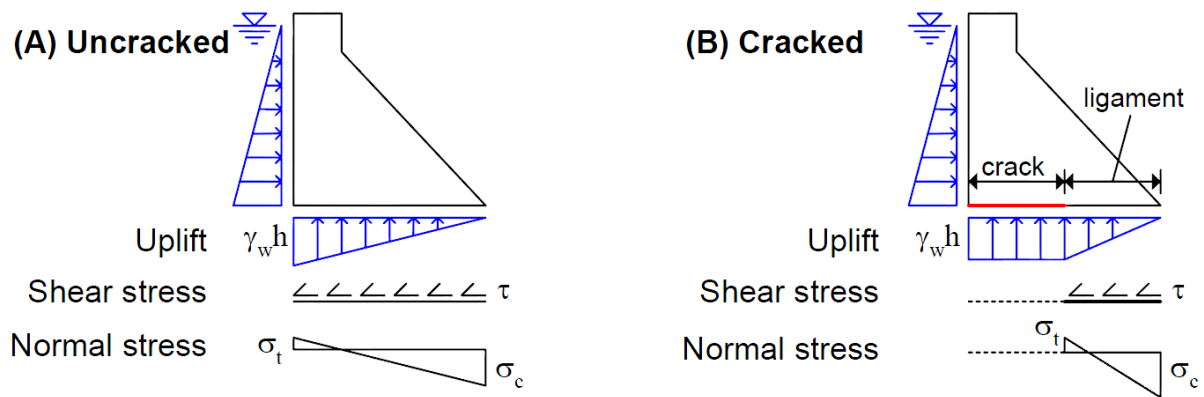


Figure 2.3. Effet de la fissuration sur les sous-pressions et la distribution des contraintes (Leclerc et Léger 2014)

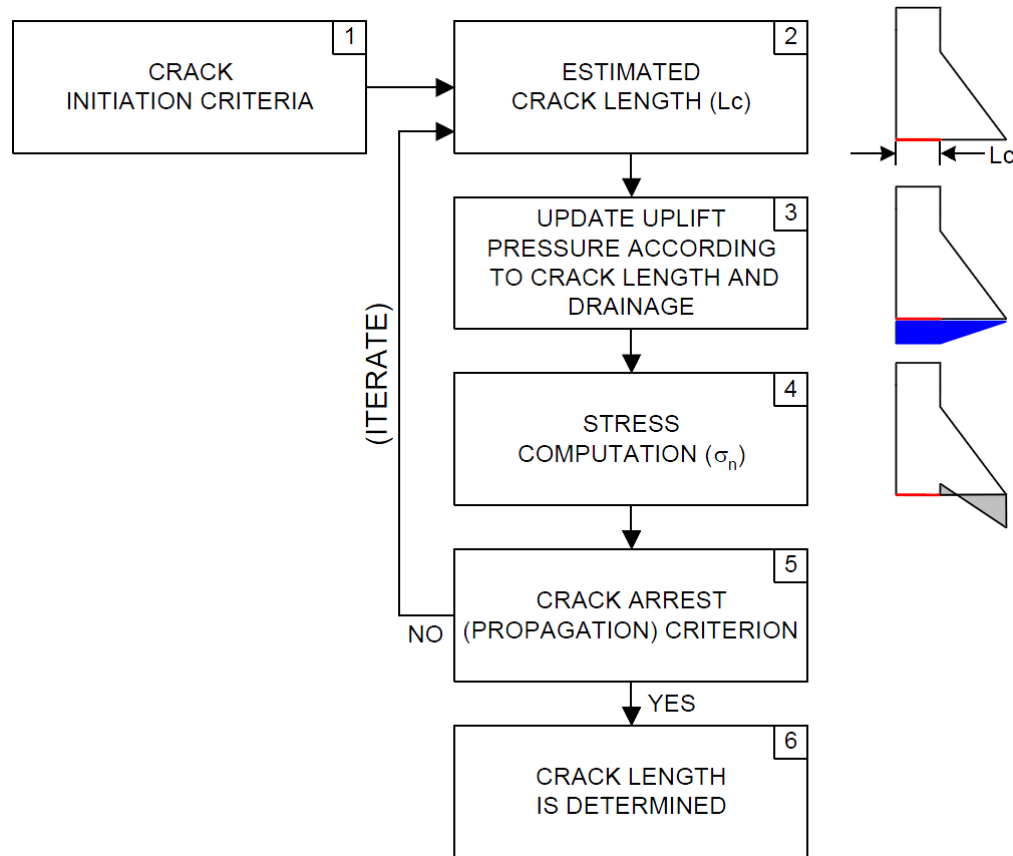


Figure 2.4. Procédure itérative pour l'évaluation de la longueur de fissuration (Leclerc et Léger 2014)

L'analyse de stabilité est alors possible et le facteur de sécurité au glissement peut être déterminé par la formule suivante :

$$FSG = \frac{V \tan \phi + A_c C}{H}$$

où :

- V est la résultante des actions verticales incluant les sous pressions,
- A_c est l'aire en compression,
- tanφ est le coefficient de frottement,
- C est la cohésion.

La résistance au cisaillement est due à la cohésion au niveau des joints ainsi qu'aux frottements sollicités par le poids effectif de l'ouvrage (critère de rupture de Mohr-Coulomb).

Les forces à prendre en compte dans l'analyse de la stabilité structurale d'un barrage-poids en cas de crue sont les suivantes :

1. Le poids propre de l'ouvrage,
2. La poussée de l'eau sur le parement amont,
3. Le poids de l'eau sur la crête,
4. La poussée de l'eau sur le parement aval,
5. Les sous-pressions,
6. La force exercée par les débris flottants susceptibles d'être bloqués au niveau de la crête,
7. La poussée des sédiments présents dans le réservoir.

Il faut noter que la poussée de la glace n'est pas considérée en cas de crue car le couvert de glace est supposé être brisé ou n'intervenant pas de façon défavorable lors de conditions extrêmes.

Les propositions des différentes lignes directrices en vigueur pour les forces hydrostatiques (hydrodynamiques) à considérer dans l'analyse de stabilité en cas de crue sont décrites et discutées dans la partie suivante car elles sont au cœur de ce projet.

2.4.3 Propositions des lignes directrices concernant les forces hydrauliques

Les forces hydrauliques agissantes sur un barrage submergé ou sur un déversoir sont complexes en raison des effets hydrodynamiques qui proviennent du changement de vitesse et de direction de l'eau s'écoulant sur la structure. Il n'est donc pas aisé de définir les pressions dues à l'eau agissantes sur la structure en cas de submersion.

Les différentes lignes directrices en vigueur (USBR 1987, ANCOLD 1991, FERC 1991, USACE 1995, CDA 2007, FERC 2016) proposent certaines recommandations pour caractériser les forces hydrauliques agissant sur les ouvrages poids submergés et qui doivent être prises en compte dans l'analyse de la stabilité structurale en cas de crue. Elles permettent de réaliser une analyse de stabilité pour les barrages-poids en cas de submersion en approximant les effets hydrodynamiques propres à la submersion par des forces hydrostatiques ajustées. Les différentes recommandations des lignes directrices en vigueur pour les forces hydrauliques sont présentées ci-dessous.

1. La poussée sur le parement amont :

Les différentes lignes directrices considèrent la poussée de l'eau sur le parement amont comme hydrostatique, c'est-à-dire qu'elle dépend seulement de la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage. La pression de l'eau augmente linéairement du sommet de la crête jusqu'au pied du barrage et s'exerce normalement à la surface de parement amont. La force résultante exercée sur le parement amont vertical est définie par l'équation suivante :

$$F_H = \gamma H_{\text{barrage}} \left(h_{\text{sub}} + \frac{1}{2} H_{\text{barrage}} \right) b$$

avec :

- γ le poids spécifique de l'eau,
- H_{barrage} la hauteur du barrage,
- h_{sub} la hauteur de submersion,
- b la largeur de l'ouvrage considéré.

2. Les sous-pressions sur le plan de contact avec la fondation :

Les sous-pressions proviennent de la différence de pression entre l'amont et l'aval d'un barrage et du réseau d'écoulement qui se crée à l'intérieur du barrage et du rocher de fondation. La force hydrostatique active résultante doit être considérée dans l'analyse de la stabilité. L'augmentation du niveau d'eau à l'amont et à l'aval d'un barrage-poids en cas de crue entraîne l'augmentation des sous-pressions après un certain temps de délai. Ce temps de délai dépend de la perméabilité des fondations, de la qualité du contact béton-rocher et de l'efficacité du rideau d'étanchéité. Des études ont montré que ce temps de délai était relativement court par rapport à la durée de la plupart des crues (Grenoble et al. 1993). Il a donc été suggéré de considérer que les sous-pressions atteignent directement l'amplitude déterminée par les biefs amont et aval en cas de crue. Cette considération est notamment préférable en raison de l'important effet déstabilisateur des sous-pressions dans l'analyse de la stabilité structurale des barrages-poids en raison de la grande surface de contact barrage-fondation qui les caractérisent. Les lignes directrices recommandent ainsi de considérer la totalité de la hauteur d'eau amont et aval pour la détermination des sous-pressions qui agissent sur toute l'interface béton-rocher.

La figure 2.6 présente les différentes conditions de sous-pressions à considérer pour les barrages-poids.

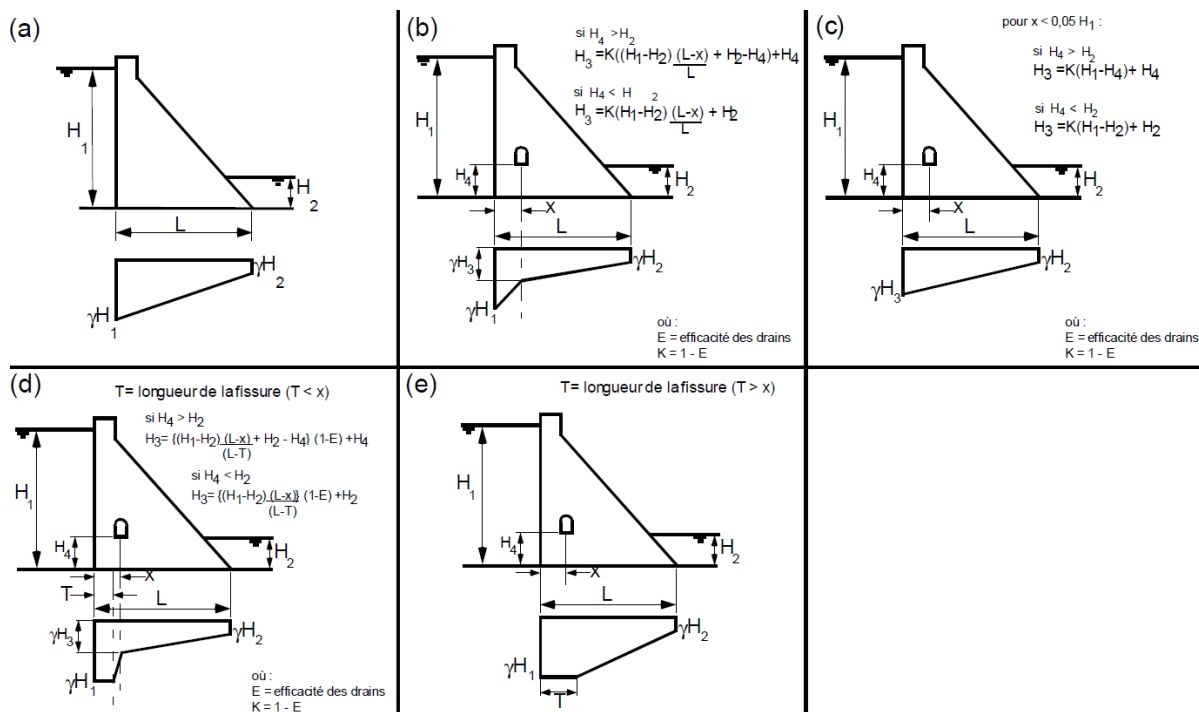


Figure 2.6. Différentes conditions de sous-pressions à considérer pour les barrages-poids (Hydro-Québec 2003)

Pour les sections non-drainées, ni fissurées, la distribution des sous-pressions varie linéairement de la pleine charge hydrostatique amont à celle aval (cas (a)). Pour les sections drainées, les différentes distributions possibles (cas (b), (c), (d) et (e)) dépendent de l'efficacité du drain (E), de sa position le long de l'écoulement (X), de l'élévation de sa décharge (H_4) par rapport à l'élévation du plan d'eau aval (H_2) et de la présence d'une fissure de longueur (T). Il faut noter que l'efficacité des drains doit être validée lors d'une crue extrême, sans quoi un possible dysfonctionnement (galerie de drainage noyée, pompage moins efficace) doit être considéré, nécessitant d'être conservateur et de revenir à une situation non-drainée (cas (a)) (Hydro-Québec 2003).

3. Le poids de l'eau sur la crête :

Le poids de la nappe d'eau sur la crête de l'ouvrage est généralement négligé par les lignes directrices dans l'analyse de stabilité en cas de crue. Ces lignes directrices préfèrent ne pas considérer cette force verticale apparaissant comme stabilisante pour rester du côté de la sécurité.

Cependant, FERC (1991) a proposé, dans un calcul de stabilité structurale d'un barrage-poids submergé, de considérer la pression de l'eau sur la crête en utilisant une représentation trapézoïdale correspondant à la hauteur de submersion h_{sub} sur le bord amont de la crête et à la moitié de cette valeur sur le bord aval. FERC (1991) se base sur le comportement au voisinage d'une chute brusque pour approximer la pression sur la crête des barrages-poids. Cette considération est présentée dans la figure 2.7.

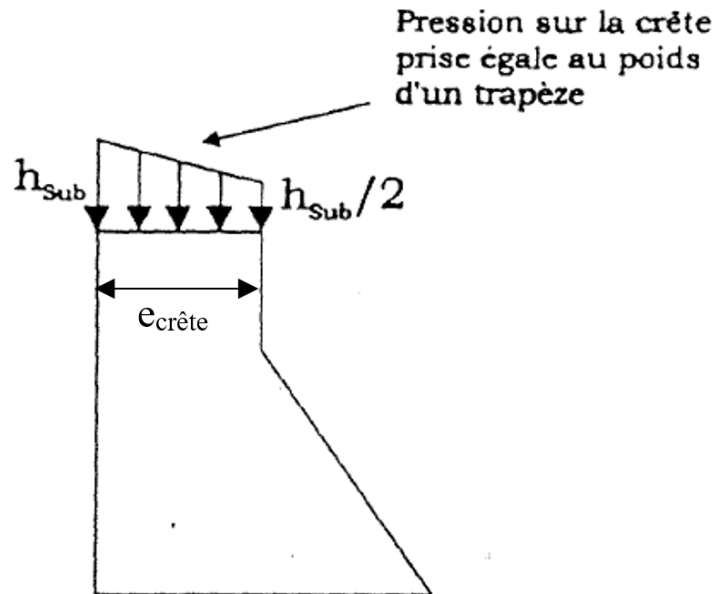


Figure 2.7. Hypothèse par FERC (1991) sur la pression exercée sur la crête lors de la submersion

La résultante verticale, F_v , considérée par FERC (1991) est alors définie par :

$$F_v = 0.75 \gamma h_{\text{sub}} e_{\text{crête}} b$$

avec :

- γ le poids spécifique de l'eau,
- h_{sub} la hauteur de submersion,
- $e_{\text{crête}}$ la longueur de la crête,
- b la largeur de l'ouvrage considéré.

Cette résultante verticale, F_v , est généralement faible mais peut avoir un effet significatif dans le cas de petits barrages (crête proportionnellement plus longue par rapport aux grands barrages) soumis à une hauteur de submersion importante.

4. La poussée sur le parement aval :

Les conditions hydrauliques à l'aval d'un barrage-poids lors de la submersion sont complexes et dépendent des caractéristiques de l'écoulement à l'amont et de la hauteur d'eau à l'aval. La vitesse élevée de l'eau s'écoulant sur le parement aval peut créer un ressaut hydraulique, provenant de la dissipation d'énergie dans le bassin aval de l'ouvrage. Les forces agissantes sur le parement aval peuvent fluctuer significativement selon comment l'énergie est dissipée dans le bassin aval (USACE 1995, FERC 2016).

Si le niveau d'eau est supérieur à la hauteur conjuguée (définie par la conservation de la quantité de mouvement) à l'aval de la structure alors le ressaut hydraulique se forme sur le parement amont (figure 2.8(a)). Mais si le niveau aval est inférieur à la hauteur conjuguée alors le ressaut hydraulique se forme à l'aval de la structure (figure 2.8(b)).

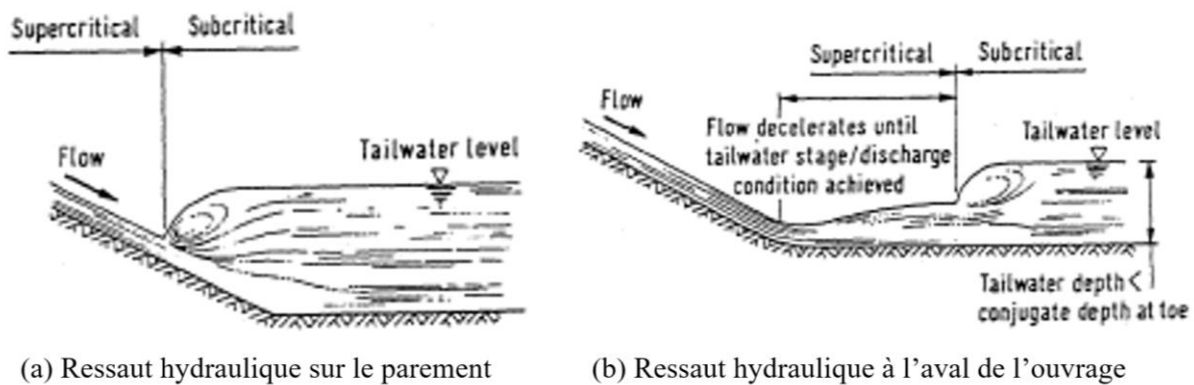


Figure 2.8. Conditions d'écoulements possibles à l'aval d'une structure submergée (CIRIA 1987)

Dans le cas d'une hauteur d'eau aval plus grande que la hauteur conjuguée, l'eau à l'aval submerge l'eau s'écoulant sur la structure et diminue les effets hydrodynamiques. USACE (1995) et FERC (2016) proposent dans ce cas de considérer 100% de la hauteur aval dans le calcul de la force hydrostatique stabilisante à l'aval, définie par la formule suivante :

$$F_{d/s} = \frac{\gamma}{2 \sin \theta} (H_{\text{aval}})^2 b$$

avec :

- H_{aval} le niveau d'eau à l'aval du barrage,
- θ l'angle entre le parement aval et la fondation du barrage.

Cependant, du fait que le poids de l'eau et la pression hydrostatique exercés sur le parement aval aient un effet stabilisateur sur un barrage-poids, il est préférable d'être conservateur pour tenir compte de l'effet réducteur du ressaut hydraulique à l'aval de la structure. Des recherches ont montré que cette dissipation d'énergie avec un ressaut hydraulique à l'aval de la structure pouvait réduire la profondeur aval effective, utilisée pour calculer les pressions et les forces exercées sur le parement aval, jusqu'à 60% de la profondeur aval totale. USACE (1995) et FERC (2016) recommandent d'utiliser une poussée hydrostatique aval et un poids vertical de l'eau sur le parement aval équivalent à 60% de la hauteur d'eau stabilisée du bief aval. La résultante de la poussée hydrostatique de l'eau, qui tient compte des effets hydrodynamiques, sur le parement aval est alors définie par :

$$F_{d/s} = \frac{\gamma}{2 \sin \theta} (0.6 H_{\text{aval}})^2 b$$

2.4.4 Discussion des normes actuelles

FERC (2016) précise qu'il peut être souhaitable de déterminer les forces dues à la nappe et à l'eau aval plus rigoureusement pour les déversoirs et propose donc une méthodologie pour déterminer la pression liée à l'eau s'écoulant sur un déversoir. Cependant, cette méthodologie n'est pas applicable à un barrage-poids de section typique et pose des problèmes aux changements soudains de géométrie comme cela est précisé dans la figure 2.9.

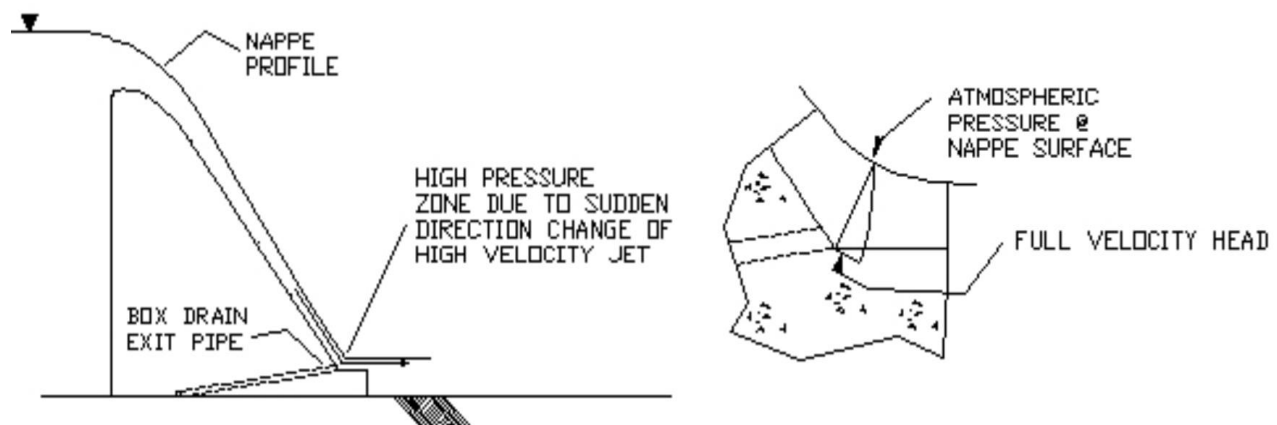


Figure 2.9. Zone de pression élevée en raison du changement de géométrie à l'aval du déversoir en raison d'un tube de drainage (FERC 2016)

Pour un déversoir, une méthodologie est ainsi proposée pour déterminer les pressions agissantes sur l'ouvrage submergé car la méthode traditionnelle ne prend pas suffisamment en compte les pressions négatives sur la crête et les pressions élevées à l'aval de la structure, ce qui peut mener à des résultats non conservateurs dans certains cas. Or pour un barrage-poids, la complexité des effets hydrodynamiques en cas de submersion étant seulement approximée par des forces hydrostatiques ajustées, il est aussi probable que l'estimation des pressions ne soit pas suffisante.

Tout d'abord, il a déjà été montré que FERC (1991) se permettait de considérer le poids de l'eau sur la crête, ce qui n'a jamais été rigoureusement validé, alors qu'USACE (1995) et FERC (2016) préféraient négliger cette composante dans les calculs de stabilité. L'estimation des pressions sur la crête ne prend pas suffisamment en compte les pressions négatives pouvant apparaître selon la géométrie de la crête, l'inclinaison du parement amont, du profil de la nappe déversant et de la vitesse de l'écoulement. Des résultats non conservateurs peuvent alors être obtenus par l'analyse de la stabilité, notamment pour le cas de petits barrages-poids où l'estimation de la pression sur la crête est significative. Par exemple, la figure 2.10 présente la possibilité de décollement de la nappe par rapport à la structure dans le cas d'une arrête vive avec parement amont incliné, entraînant des pressions négatives sur la crête.

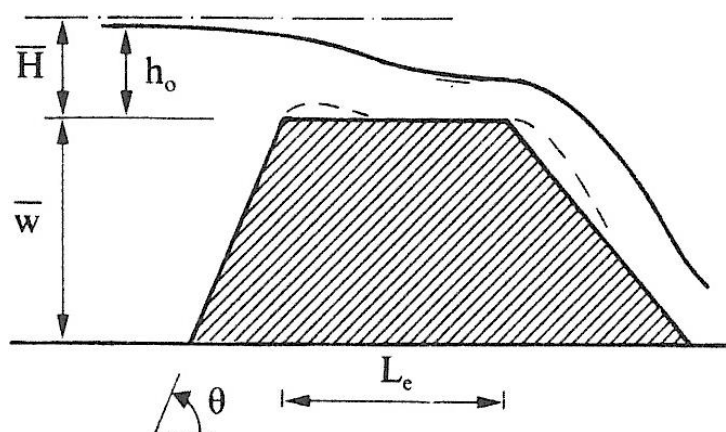


Figure 2.10. Décollement de la nappe sur un déversoir à seuil épais (Sinniger et Hager 1989)

Ensuite, les pressions exercées par la nappe d'eau sur le parement aval d'un barrage-poids sont complexes car les caractéristiques de l'écoulement sur le parement aval ainsi que le niveau d'eau à l'aval de la structure peuvent repousser la formation du ressaut hydraulique à l'aval de la structure. Dans le but d'être conservateur dans l'analyse de la stabilité, il est possible de négliger ou de réduire les pressions considérées comme stabilisantes.

USACE (1995) et FERC (2016) considèrent qu'une pression hydrostatique estimée à 60% du niveau d'eau aval permet de ne pas surestimer la stabilité, tout en ne négligeant pas totalement l'apport stabilisant de la pression de la nappe sur le parement aval. Mais ces lignes directrices ont introduit la nécessité de déterminer plus rigoureusement les pressions exercées sur le parement aval des déversoirs pour les inclure dans l'analyse de la stabilité afin d'obtenir des critères de stabilité plus adaptés aux conditions réelles. ANCOLD (1991) propose notamment d'examiner un éventail de valeurs pour le niveau d'eau aval dans l'analyse de stabilité lorsqu'un doute existe sur la configuration à considérer (figure 2.11).

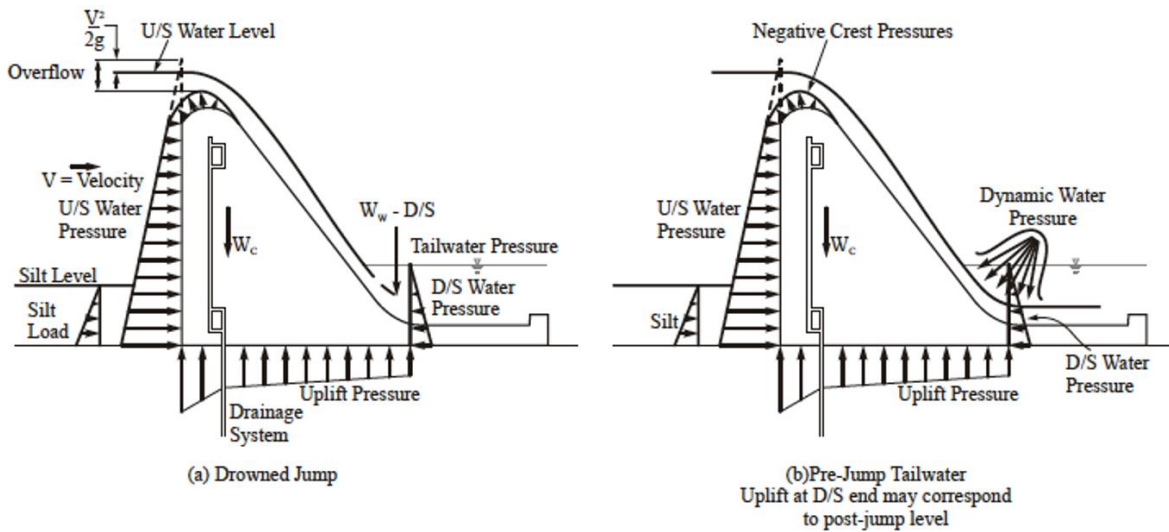


Figure 2.11. Pressions appliquées sur un déversoir avec (a) un ressaut hydraulique sur le parement aval et (b) un ressaut hydraulique après le parement aval (ANCOLD 1991)

De plus, les pressions de la nappe s'écoulant sur le parement ne sont pas considérées alors qu'elles peuvent apparaître élevées en raison de l'écoulement à haute vitesse de la nappe d'eau tout le long du parement. Il existe donc un vrai manque de connaissance sur la pression qui s'applique sur l'ensemble du parement aval d'un barrage-poids, ce qui peut amener à des résultats très incertains pour l'analyse de la stabilité structurale en cas de submersion.

Le but de ce projet est donc d'utiliser la CFD afin de déterminer numériquement les pressions exercées sur la structure pour investiguer et améliorer les propositions des différentes lignes directrices et étudier l'influence de ces propositions sur les résultats d'une étude la stabilité structurale par rapport résultats obtenus sur la base de pressions CFD.

2.5 Introduction à la CFD

2.5.1 Présentation générale

La CFD (*Computational Fluid Dynamics*) est la science qui permet de prédire l'écoulement des fluides, le transfert thermique, le transfert de masse et les réactions chimiques en résolvant les équations mathématiques qui régissent ces processus à partir de procédés numériques par ordinateur.

La résolution de ces équations aux dérivées partielles, basées sur la conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie, apparaît comme un enjeu majeur nécessitant l'utilisation de méthodes numériques pour développer des approximations de ces équations, appelées méthodes de discrétisation. Le but de la CFD est donc de résoudre les équations de la mécanique des fluides par des méthodes de discrétisation permettant de les remplacer par des équations algébriques, dans la région d'intérêt du fluide pour être traitées numériquement par ordinateur.

De nombreux auteurs ont présenté les différentes méthodes et procédés numériques pouvant être utilisés dans la CFD. Il est possible de citer les ouvrages de Fletcher (1991), Ferziger et Peric (2002), Versteeg et Malalasekera (2007), Chung (2010) et Blazek (2015).

La démarche générale de résolution d'un problème par CFD est décomposée en trois étapes principales suivantes :

1. Le pré-traitement (« *pre-processing* ») ou la préparation du problème est composé de la définition de la géométrie et du maillage discrétisant le domaine, de la sélection des phénomènes à modéliser, de la définition des propriétés des fluides et de la spécification des conditions limites du domaine.
2. La résolution (« *solving* ») ou la solution numérique du problème représente l'approximation des équations de la mécanique des fluides et la résolution des équations algébriques obtenues à partir de la méthode de discrétisation choisie.
3. Le post-traitement (« *post-processing* ») ou l'exploitation des résultats qui passe par l'analyse et l'utilisation d'outils pour représenter les résultats obtenus numériquement pour répondre au problème posé.

2.5.2 Avantages de la CFD par rapport aux études expérimentales

Les récents progrès de la CFD en font un outil intéressant surtout en termes de coûts et de temps par rapport aux études expérimentales, dans un grand nombre de domaines de l'ingénierie, que ce soit dans l'industrie ou au niveau académique.

Les différents avantages de la CFD par rapport aux essais expérimentaux en laboratoire sont résumés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.4. Comparaison entre les simulations par CFD et les études expérimentales (Garnier 2016)

	CFD	Études expérimentales
Coûts	Relativement bon marché	Cher
Temps	Court	Long
Échelles	Toutes	Petites/Moyennes
Informations	Toutes	Points de mesure
Répétabilité	Sans limite	Quelques
Sécurité	Très sécuritaire	Peut-être dangereux

2.5.3 Comparaison des différents outils

Avec le développement de la CFD, un grand nombre de logiciels sont actuellement disponibles sur le marché. Chaque logiciel possède ses avantages et ses inconvénients.

Les avantages et les inconvénients de quelques logiciels pouvant être utilisés pour modéliser un écoulement à surface libre sont présentés dans le tableau 2.3 afin de pouvoir choisir le logiciel le plus adapté en fonction des moyens à disposition et des objectifs à atteindre. La distinction est faite entre le logiciel FLOW-3D, le logiciel OpenFOAM et les logiciels Fluent, STAR-CCM+ et CFX.

Tableau 2.5. Comparaison des principaux logiciels de CFD utilisables pour l'étude d'un écoulement à surface libre

Logiciel	Avantages	Inconvénients
FLOW-3D	<ul style="list-style-type: none"> • Génération rapide d'un maillage structuré et flexible, • Inclusion seulement des propriétés de l'eau et non pas aussi de l'air environnant qui est négligé, • Adapté pour l'étude de problèmes à surface libre car bonne prédiction, • Réduction du temps de calcul car ne nécessite pas de maillage fin, • Méthode FAVOR (Fractional Area Volume Obstacle Representation) permet l'utilisation d'un maillage simple avec des géométries complexes, • Littérature importante. 	<ul style="list-style-type: none"> • Payant, • Fonctionne comme une « boîte noire » où l'utilisateur n'a pas besoin de connaître le fonctionnement du logiciel, • Difficile de représenter des géométries circulaires avec un maillage rectangulaire.
OpenFOAM	<ul style="list-style-type: none"> • « Open Source » : gratuit et accès aux sources, • Nécessité de l'utilisateur de comprendre le fonctionnement de l'ensemble du logiciel, • Bénéficie de mises à jour régulières, • Nombreux solveurs fournis directement, • Nombreux outils intégrés (Snappy Hex Mesh permettant de définir des géométries complexes ou des maillages raffinés), • Personnalisable par les utilisateurs, • Communauté réactive (forum, congrès, université d'été...). 	<ul style="list-style-type: none"> • Absence d'interface graphique : utilisation du code C++, • Utilisation de Linux recommandée mais versions Windows existent, • Peu de documentation, • Temps de prise en main important, • « Post-processing » avec ParaView peu performant.
Fluent Star-CCM+ CFX	<ul style="list-style-type: none"> • Interface graphique, • Espacement variable de la grille. 	<ul style="list-style-type: none"> • Payant, • Doit résoudre phase de l'air et de l'eau, • Calculs intensifs, • Nécessite une fine grille à l'interface air-eau.

2.5.4 Présentation du logiciel OpenFOAM

Durant ce projet, le choix a été fait d'utiliser le logiciel de CFD, OpenFOAM (*Open Source Field Operation and Manipulation*) du fait qu'il est l'avantage d'être « *Open Source* », c'est-à-dire d'être gratuit et de permettre l'accès aux codes pour les utilisateurs. OpenFOAM est de plus en plus utilisé dans différents domaines de l'ingénierie, que ce soit au sein d'entreprises ou au niveau universitaire. Cependant, il est constitué d'une bibliothèque et d'applications en langage de programmation C++ sans interface graphique, ce qui nécessite une bonne compréhension du fonctionnement du logiciel de la part de l'utilisateur et donc un temps de prise en main important.

Ce logiciel permet de résoudre aussi bien des problèmes d'écoulement de fluides complexes pouvant impliquer des réactions chimiques, la turbulence ou le transfert de chaleur, ainsi que la dynamique du solide ou que l'électromagnétisme. Il est géré et distribué par la société britannique OpenCFD Ltd mais a été initialement développé par l'Imperial College de Londres, dans l'objectif d'utiliser la méthode des volumes finis comme processus de discrétisation des équations de mouvement des fluides.

Comme la plupart des différents logiciels de CFD, OpenFOAM est divisé en trois étapes principales : « *pre-processing* », « *solving* » et « *post-processing* ». L'organisation générale du logiciel est présentée à la figure 2.10.

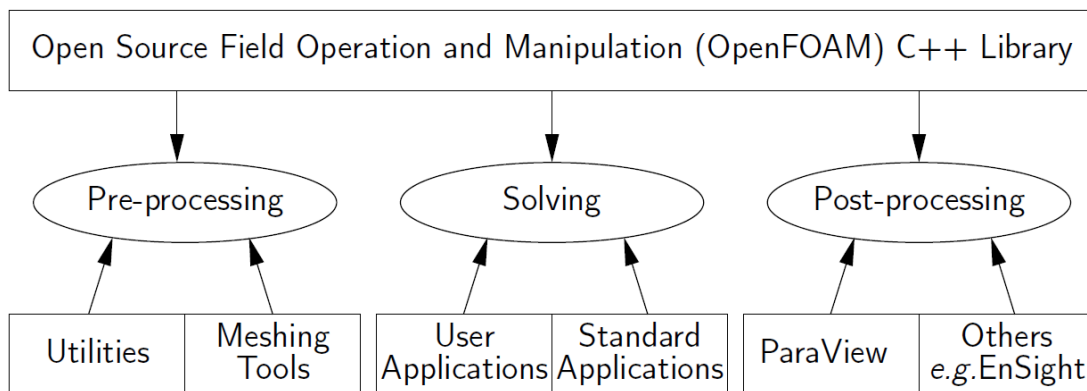


Figure 2.12. Organisation générale du logiciel OpenFOAM (OpenCFD Ltd. 2016)

Plusieurs outils sont à disposition de l'utilisateur dans la phase de définition du problème, comme par exemple *Snappy Hex Mesh* permettant de définir un maillage plus précis dans certaines zones du domaine ou d'introduire des géométries complexes.

Pour la résolution des problèmes, OpenFOAM contient de nombreux solveurs permettant d'étudier entre autres les écoulements compressibles, incompressibles et multiphasiques. Les différents régimes d'écoulement peuvent être étudiés avec ce logiciel et plusieurs modèles de turbulence sont disponibles. Le présent projet se base sur l'utilisation de solveur *interFoam* qui permet de résoudre l'écoulement de deux fluides immiscibles, isothermes et incompressibles en utilisant une approche de capture d'interface basée sur la fraction de phase d'un volume de fluide (OpenCFD Ltd. 2016). OpenFOAM étant conçu comme une boîte à outils programmable, une personnalisation du logiciel par chaque utilisateur est ainsi possible et de nouveaux solveurs peuvent être notamment créés.

En ce qui concerne la visualisation et l'exploitation des résultats, le logiciel ParaView est fourni avec OpenFOAM mais l'exportation des données dans d'autres logiciels de post-traitement est possible.

2.6 Théorie à la base de la CFD

Le but de cette partie est de présenter la base théorique des méthodes numériques utilisées par la CFD et plus précisément par le solveur *interFoam* du logiciel OpenFOAM afin de permettre une bonne compréhension des différents enjeux déterminants dans la réalisation de modèles CFD.

2.6.1 Équations de Navier-Stokes

En mécanique des fluides, le mouvement d'un fluide est décrit par les équations de conservation, aussi appelées équations de Navier-Stokes, qui sont des équations aux dérivées partielles. Elles se basent sur les principes fondamentaux de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie et peuvent être écrites sous différentes formulations.

Ces équations peuvent être définies selon la formulation différentielle suivante (Aris 1989) :

1. Conservation de la masse :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0$$

2. Conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) = \rho \mathbf{g} + \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}$$

3. Conservation de l'énergie :

$$\frac{\partial \rho e}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho e \mathbf{u}) = \rho \mathbf{g} \cdot \mathbf{u} + \nabla \cdot (\boldsymbol{\sigma} \mathbf{u}) - \nabla \cdot \mathbf{q} + \rho Q$$

avec :

- t le temps,
- ρ la densité du fluide,
- \mathbf{u} le vecteur vitesse du fluide,
- $\boldsymbol{\sigma}$ le tenseur des contraintes de cisaillement,
- e l'énergie totale spécifique,
- Q la source d'énergie volumique,
- \mathbf{q} le flux de chaleur,
- \mathbf{g} le vecteur accélération gravitaire.

Dans l'optique de la résolution de ces équations, il est possible d'utiliser quelques hypothèses simplificatrices. Ainsi en considérant que le fluide est newtonien, incompressible et isotherme, les équations de Navier-Stokes peuvent être simplifiées selon la forme suivante (Jasak 1996) :

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0$$

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{u} \mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\nu \nabla \mathbf{u}) + \mathbf{g}$$

avec :

- p la pression cinématique,
- ν la viscosité cinématique.

Le développement de ces équations et des précisions supplémentaires sont bien résumés par Lopes (2013) et se basent sur les travaux de Aris (1989), Jasak (1996), Ubbink (1997) et Rusche (2002).

Cependant, ces équations de Navier-Stokes font parties des sept problèmes du prix du millénaire, réputés insurmontables. Ainsi, l'enjeu majeur de la CFD est l'approximation de ces équations grâce à l'utilisation de différentes méthodes numériques.

2.6.2 Modèle multiphasique : *VOF (Volume of Fluid) method*

La CFD donne la possibilité de modéliser plusieurs fluides dans un même domaine. Cela est notamment un enjeu majeur lors de la modélisation de la submersion d'un ouvrage car il est nécessaire aussi bien considérer l'eau se déversant que l'air environnant, dans le logiciel OpenFOAM. C'est pour cette raison que le solveur *interFoam* est utilisé dans ce présent projet car il permet de résoudre l'écoulement de deux fluides immiscibles, isothermes et incompressibles en utilisant une approche de capture d'interface basée sur la fraction de phase d'un volume de fluide.

Les équations de Navier-Stokes peuvent être approximées pour chacune des phases mais la difficulté d'un modèle multiphasique réside dans le fait de modéliser l'interface entre les phases.

La méthode *VOF (Volume of Fluid)*, introduite par Hirt et Nichols (1981), est une méthode largement utilisée dans les logiciels de CFD pour définir l'interface entre les phases. Cette méthode correspond à moyenner les propriétés des phases au niveau de l'interface. Une variable adimensionnelle α , qui correspond à la portion d'une cellule du modèle qui est occupée par le fluide, est alors définie comme :

$$\alpha(x, y, z, t) = \begin{cases} 1 & \text{eau} \\ 0 < \alpha < 1 & \text{surface libre} \\ 0 & \text{air} \end{cases}$$

Cette fraction de phase est donc égale à 1 dans la phase liquide, à 0 dans la phase gazeuse et varie entre 0 et 1 au niveau de l'interface entre les deux phases. Les caractéristiques des phases rencontrées, respectivement la masse volumique ρ , la viscosité cinématique ν et le vecteur vitesse \mathbf{u} dans chaque cellule sont alors définie par :

$$\rho = \alpha\rho_l + (1 - \alpha)\rho_g$$

$$\nu = \alpha\nu_l + (1 - \alpha)\nu_g$$

$$\mathbf{u} = \alpha\mathbf{u}_l + (1 - \alpha)\mathbf{u}_g$$

avec l'indice l représentant la phase liquide et g représentant la phase gazeuse.

L'interface entre les phases peut ainsi être définie par l'équation qui régit le transport de α dans le temps :

$$\frac{\delta\alpha}{\delta t} + \nabla \cdot (\alpha \mathbf{u}) + \nabla \cdot ((1 - \alpha)\alpha \mathbf{u}_r) = 0$$

avec $\mathbf{u}_r = \mathbf{u}_l - \mathbf{u}_g$ est la vitesse relative entre les deux phases.

Finalement, le terme $\nabla \cdot ((1 - \alpha)\alpha \mathbf{u}_r)$ est appelé le terme de compression artificielle et a été introduit par Weller (2002) pour prendre suffisamment en compte la compression de l'interface et pour éviter des erreurs lors de la discrétisation du problème.

2.6.3 Discrétisation basée sur la méthode des volumes finis

Les équations de Navier-Stokes ne peuvent pas être résolues directement. La CFD permet de résoudre approximativement ces équations aux dérivées partielles grâce à la définition d'un maillage et en appliquant des méthodes numériques. Cela correspond au **processus de discrétisation**.

Les différentes méthodes de discrétisation qui peuvent être considérées pour la CFD sont notamment les éléments finis, les différences finies et les volumes finis. La méthode des éléments finis est généralement utilisée dans l'analyse structurale des solides mais peut également être applicable à la mécanique des fluides. Elle est plus stable que la méthode des volumes finis mais possède l'inconvénient de nécessiter une plus grande mémoire et converge plus lentement vers la solution. La méthode des différences finies a une certaine importance historique et est relativement simple à programmer mais elle n'est utilisée que dans quelques logiciels très spécifiques et est souvent limitée à des géométries simples. C'est la méthode des volumes finis qui est utilisée dans la plupart des logiciels de CFD et notamment dans le logiciel OpenFOAM.

Avant de présenter la méthode numérique des volumes finis, il est nécessaire d'introduire la notion de volume de contrôle. Le domaine de résolution considéré est divisé en un nombre fini de volumes fermés et limités par leurs surfaces, appelés volumes de contrôle.

L'ensemble fini de ces volumes de contrôle correspond alors au **maillage du modèle** de résolution. Ces volumes de contrôle peuvent être fixes dans l'espace mais peuvent aussi évoluer avec l'écoulement.

Il existe deux types principaux de maillage présentés à la figure 2.9 : structuré et non-structuré.

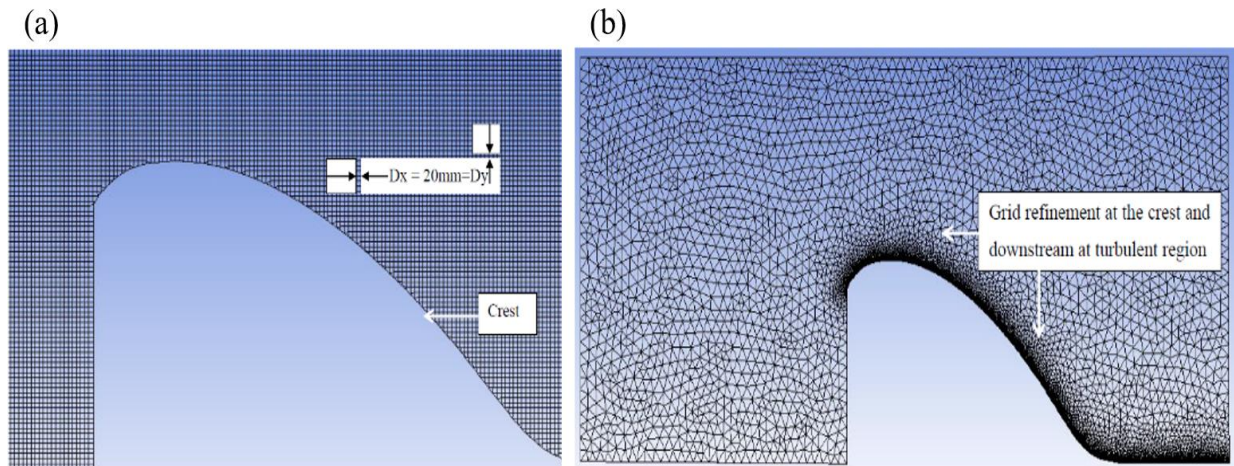


Figure 2.13. Exemples de maillage structuré (a) et non-structuré (b) pour un déversoir
(Kanyabujinja 2015)

Le maillage structuré est composé de quadrilatères en 2D et d'hexaèdres en 3D et fournit, pour des géométries simples, des solutions de bonne qualité avec un nombre minimal de cellules. Le maillage non-structuré est composé de triangles en 2D et de tétraèdres en 3D et est intéressant pour des géométries complexes car un effort important en calcul peut être préservé par rapport à un maillage structuré. Il faut noter qu'un maillage hybride entre les deux possibilités peut être envisagé dans certains cas.

La base de la **méthode des volumes finis** est d'appliquer la discrétisation à la forme intégrale des équations de Navier-Stokes pour être conservateur, contrairement à la méthode des différences finies qui discrétise directement les équations aux dérivées partielles. Le but est donc d'appliquer au niveau de chaque volume de contrôle le bilan intégral des équations de Navier-Stokes. Cette méthode se base sur la conservation des flux dans les volumes de contrôle, V , et à travers les surfaces de contrôle, A .

Par exemple, la forme intégrale de l'équation générale de la loi de conservation d'une variable générique ϕ est définie par la formule suivante :

$$\underbrace{\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho \phi dV}_{\text{instationnaire}} + \underbrace{\oint_A \rho \phi \mathbf{u} \cdot d\mathbf{A}}_{\text{convection}} = \underbrace{\oint_A \Gamma \nabla \phi \cdot d\mathbf{A}}_{\text{diffusion}} + \underbrace{\int_V S_\phi dV}_{\text{production}}$$

avec :

- Γ la diffusivité,
- S_ϕ le terme de production volumique.

La conservation des flux permet de définir la valeur des différentes variables, qui définissent l'écoulement du fluide, au niveau de chaque volume de contrôle en fonction des valeurs des variables dans les volumes de contrôle voisins. Les valeurs des différentes variables sont interpolées en fonction des valeurs des cellules voisines grâce à des schémas numériques. Il existe un grand nombre de schémas numériques pouvant être utilisés pour pouvoir discrétiser les différents termes des équations dans l'espace et le temps. Ces différents schémas sont notamment détaillés dans les travaux Rusche (2002), Versteeg et Malalasekera (2007) et Lopes (2013).

Ainsi les équations différentielles sont transformées en un système d'équations algébriques qui peuvent être résolues numériquement. Cette méthode permet d'obtenir une bonne approximation des équations de Navier-Stokes lorsque le maillage utilisé est suffisamment fin.

Finalement, il faut préciser que dans les équations discrétisées, il existe une dépendance linéaire entre la vitesse et la pression. Le plus souvent des algorithmes basés sur une procédure itérative sont utilisés pour résoudre séquentiellement les équations de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Parmi les différents algorithmes envisageables, le SIMPLE (*Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations*) algorithme permet de déterminer la pression à partir de la vitesse en couplant les équations de Navier-Stokes avec une procédure itérative. Le PISO (*Pressure Implicit Splitting Operator*) algorithme, qui est une extension du précédent, est utilisé pour rectifier la correction pression-vitesse dans le SIMPLE algorithme. Rusche (2002) décrit en détail la procédure utilisée dans le PISO algorithme. Il est aussi possible d'utiliser une combinaison de ces deux algorithmes, appelée le PIMPLE algorithme, ce qui est le cas dans le solveur *interFoam*.

2.6.4 Conditions limites

Finalement, afin de pouvoir résoudre les équations, il est nécessaire de définir les conditions limites du domaine de résolution. Les différentes conditions limites pouvant être envisageable pour chaque limite du domaine en fonction des conditions fixées sur chaque variable sont présentées dans le tableau 2.4.

Les conditions limites peuvent être divisées en deux catégories :

1. Dirichlet : La valeur de la variable est fixée au niveau de la condition limite
(« Fixed Value » en anglais et selon la formulation d'OpenFOAM),
2. Neumann : La valeur du gradient de la variable normale est fixée au niveau de la condition limite
(« Fixed Gradient » ou « Zero Gradient » si le gradient est fixé à zéro selon la formulation d'OpenFOAM).

Tableau 2.6. Conditions limites envisageables pour chaque limite du domaine (Rusche 2002)

Variable	Parois	Entrée	Atmosphère	Sortie	Plan de symétrie
Vitesse \mathbf{u}	Fixed Value	Fixed Value	Zero Gradient	Zero Gradient / Fixed Value	Mirror Image
Fraction de phase α	Zero Gradient	Fixed Value	Zero Gradient	Zero Gradient / Fixed Value	Mirror Image
Pression p	Zero Gradient	Zero Gradient	Fixed Value	Fixed Value / Zero Gradient	Zero Gradient

Il faut noter que plusieurs solutions sont envisageables pour la sortie du domaine selon si le choix est fait de fixer la valeur des variables à la sortie du domaine ou non.

De plus, il faut préciser que pour le plan de symétrie, la condition limite « Mirror Image » correspond à fixer à zéro la valeur des gradients normaux à la surface.

2.7 Turbulence

Un des enjeux majeurs de la CFD est la modélisation de la turbulence. Le but de cette partie est de présenter la théorie liée à la modélisation de la turbulence par la CFD. Elle est basée essentiellement sur le cours présenté par Garnier (2016) et le séminaire en ligne de Fouladi (2017).

2.7.1 Définition de la turbulence

La bonne compréhension de la turbulence est un intérêt majeur de l'ingénierie. La définition de la turbulence n'est pas aisée à cause de la complexité de ce phénomène.

Hinze (1959) définit la turbulence comme "une condition irrégulière de l'écoulement dans lequel les diverses quantités montrent une variation aléatoire avec les coordonnées spatio-temporelles, de sorte que des valeurs moyennes statistiquement distinctes peuvent être discernées."

Cependant, la turbulence est la plupart de temps associée à un processus aléatoire qui apparaît à un nombre de Reynolds élevé. Le nombre de Reynolds, Re , est un nombre sans dimension qui mesure l'importance relative des effets convectifs par rapport aux effets diffusifs et est défini par la formule suivante :

$$Re = \frac{\rho U D}{\mu}$$

avec :

- ρ la densité du fluide,
- U la vitesse caractéristique du fluide,
- μ la viscosité dynamique,
- D la dimension caractéristique.

Un écoulement turbulent s'oppose par définition à un régime d'écoulement laminaire car un écoulement laminaire est dominé par de larges échelles de fluctuations alors qu'un écoulement turbulent est caractérisé par une grande gamme d'échelles allant de larges échelles de fluctuations jusqu'à la formation de petits tourbillons. Cette distinction est présentée à la figure 2.10.

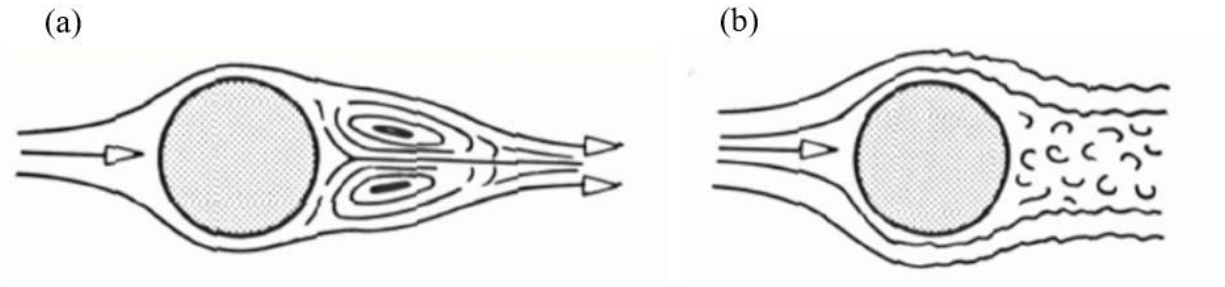


Figure 2.14. Illustration d'un écoulement laminaire (a) et turbulent (b) autour d'un obstacle circulaire (Garnier 2016)

Pour un régime turbulent, les fluctuations qui s'étendent sur une large gamme d'échelles sont divisées en trois types :

1. La macro-échelle composée des fluctuations de grandes tailles,
2. L'écoulement moyen,
3. La micro-échelle ou l'échelle de Kolmogorov composée des plus petites fluctuations.

L'énergie cinétique de la macro-échelle est transmise jusqu'à la micro-échelle pour être dissipée par les contraintes visqueuses en chaleur. Le lien qui existe entre toutes ces échelles permet de définir une cascade entre toutes les échelles qui est appelée cascade de Kolmogorov. La difficulté liée à la notion de turbulence réside donc dans la considération de toutes ces échelles d'écoulement.

2.7.2 Méthodes de simulation de la turbulence

Il est difficile de décrire toutes les échelles d'un écoulement en même temps et en tout point de l'espace. Ainsi, il existe trois principales approches pour étudier les écoulements turbulents :

1. La simulation numérique directe
Direct Numerical Simulation (DNS) en anglais,
2. La simulation des grandes échelles
Large Eddy Simulation (LES) en anglais,
3. L'approche des équations de Navier-Stokes moyennées
Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) en anglais.

La méthode DNS résout les équations de Navier-Stokes pour toutes les échelles de l'écoulement et apporte une bonne précision mais entraîne d'énormes calculs. La difficulté est en effet de résoudre toutes les échelles de temps et d'espace en particulier les plus petites (échelles de Kolmogorov). Cette méthode est la méthode de référence mais son utilisation est fortement limitée par les moyens de calcul et pour des nombres de Reynolds faibles. Elle est en principe limitée au domaine de la recherche pour des cas très simples et son utilisation au niveau industriel apparaît comme fortement limitée.

La méthode LES réalise les calculs explicitement pour les grandes échelles mais des modélisations pour les plus petites, permettant ainsi d'étudier des situations plus complexes. C'est un compromis en termes de coût de calcul et d'hypothèses de modélisation.

La méthode RANS correspond à une approche statistique de la turbulence où les équations de Navier-Stokes sont moyennées dans le temps, faisant disparaître les fluctuations. Cette méthode est celle généralement utilisée en CFD car elle présente l'avantage de permettre la résolution d'un grand nombre d'écoulement d'intérêt industriel et de garder un temps de calcul raisonnable. Elle est présentée plus en détails dans la partie suivante.

Les principes des trois différentes approches possibles pour simuler la turbulence sont résumés dans la figure 2.11.

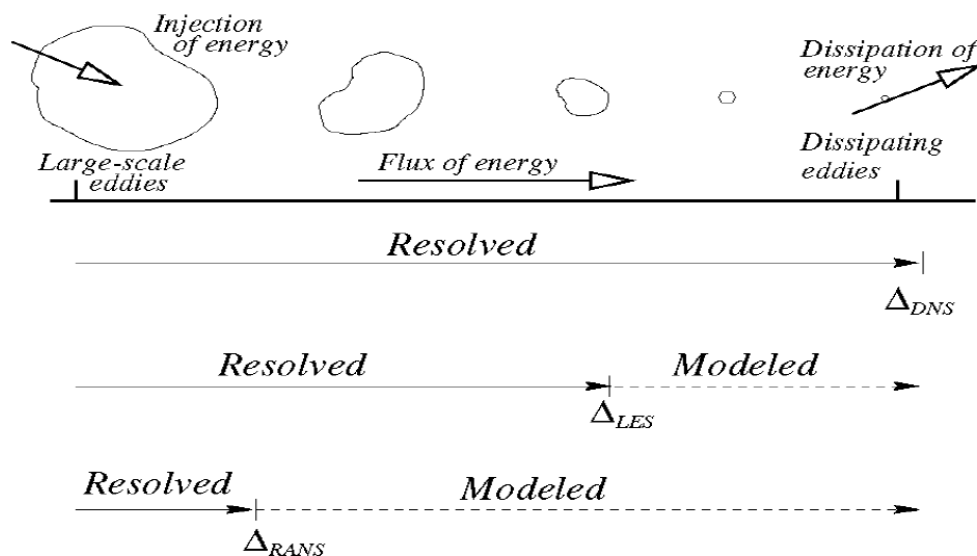


Figure 2.15. Illustration des trois approches pour simuler la turbulence d'un écoulement (Sodja 2007)

2.7.3 Méthode RANS

2.7.3.1 Décomposition de Reynolds

La méthode la plus utilisée dans la CFD est la méthode RANS qui correspond à une approche statistique de la turbulence. En effet, cette méthode se base sur une décomposition de toutes les variables qui décrivent physiquement l'écoulement, en une valeur moyenne et une fluctuation. Cette décomposition est appelée décomposition de Reynolds et est représentée par la formule suivante :

$$\phi = \bar{\phi} + \phi'$$

avec :

- ϕ une variable de l'écoulement du fluide,
- $\bar{\phi}$ sa valeur moyenne,
- ϕ' sa fluctuation temporelle.

Il est alors possible de remplacer les variables de vitesse et de pression par leur décomposition de Reynolds dans les équations de Navier-Stokes et de moyenner ces équations. Cela correspond à établir un nouveau système d'équations qui décrit uniquement l'écoulement moyen. Cette décomposition de Reynolds permet un certain nombre de simplifications dans les équations de Navier-Stokes, notamment en raison du fait que la moyenne des fluctuations soit nulle et que la moyenne du produit de deux variables soit égale à la somme du produit des moyennes et de la moyenne des fluctuations de ces deux variables.

Cette nouvelle forme des équations fait apparaître neuf nouveaux termes qui sont appelées contraintes turbulentes ou contraintes de Reynolds. Elles permettent de représenter les transferts turbulents liés aux fluctuations mais apparaissent comme des inconnues supplémentaires. Le développement des équations de Navier-Stokes basé sur la décomposition de Reynolds est développé en détails par McDonough (2007).

Le but est de pouvoir modéliser des contraintes de Reynolds afin de réaliser une modélisation de l'écoulement turbulent. Il faut donc définir un modèle qui permet le calcul des contraintes de turbulence à partir des variables de l'écoulement moyen. Un tel modèle correspond à un modèle de turbulence ou modèle de fermeture.

2.7.3.2 Modèles de turbulence

Il existe un grand nombre de modèles de turbulence qui correspondent à une relation ou un ensemble d'équations qui font apparaître les contraintes de turbulence et qui permettent la résolution de toutes les équations du mouvement en même temps. Il n'y a pas de modèle de turbulence qui soit applicable pour tous les écoulements et pour tous les régimes. La précision et l'efficacité de chaque modèle varie en fonction du problème étudié.

La grande majorité des modèles qui sont utilisés en CFD reposent sur le concept de viscosité turbulente ν_t . La viscosité turbulente permet de modéliser le transport et la dissipation d'énergie liés à la turbulence.

La viscosité effective ν_{eff} est définie selon la formule suivante :

$$\nu_{\text{eff}} = \nu + \nu_t$$

avec :

- ν la viscosité cinétique,
- ν_t la viscosité turbulente.

Le but des modèles de turbulence est donc de déterminer la valeur de la viscosité turbulente, ν_t , qui peut être définie par :

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$$

avec :

- C_μ une constante du modèle,
- k l'énergie cinétique turbulente,
- ε la dissipation de la turbulence.

Plusieurs modèles de turbulence de différentes complexités ont été développés. Ces modèles sont un système d'équations semi-empiriques, ce qui signifie qu'ils sont basés sur des observations expérimentales et des considérations numériques. De plus, ils sont caractérisés en fonction du nombre d'équations additionnelles qui sont à résoudre, appelées équations de transport.

Les modèles de base sont les modèles à zéro équation, c'est-à-dire qu'ils définissent des relations purement algébriques pour spécifier les contraintes de turbulences. De complexité croissante, il existe ensuite les modèles à une équation qui nécessitent l'intégration d'une équation aux dérivées partielles pour déterminer les contraintes de Reynolds, ce qui est généralement réalisé en considérant une équation de transport pour l'énergie cinétique k .

Les modèles de turbulence les plus utilisés est CFD sont les modèles à deux équations. Il existe un grand nombre de modèles à deux équations notamment les modèles k - ε et k - ω qui sont les modèles les plus populaires. Ces modèles nécessitent deux équations de transport, une pour le transport de l'énergie cinématique turbulente k et une respectivement pour la dissipation turbulente ε ou pour la dissipation turbulente spécifique ω . Avec ces modèles, la valeur de l'énergie cinétique turbulente k est définie par l'équation suivante :

$$k = \frac{3}{2} (u_{\text{ref}} T_i)^2$$

avec :

- u_{ref} la vitesse référence de l'écoulement,
- T_i l'intensité adimensionnelle de la turbulence, estimée entre 1% et 10% dans un cas de turbulence moyenne.

La seconde équation de transport à considérer pour les modèles k - ε et k - ω est respectivement :

$$\varepsilon = C_\mu \frac{k^{\frac{3}{2}}}{l}$$

$$\omega = \frac{\sqrt{k}}{l}$$

avec :

- C_μ une constante du modèle qui est égale à 0.09 pour la version standard du modèle de turbulence k - ε ,
- l la dimension caractéristique de la turbulence ($l = 0.07L$ avec L la dimension caractéristique du modèle).

Finalement, il existe encore plusieurs catégories de modèles de turbulence à plus de deux équations. Avec l'augmentation du nombre d'équations de transport considéré, les résultats obtenus à partir des modèles de turbulence tendent vers les résultats obtenus avec la méthode LES et donc vers une meilleure précision mais un temps de calcul plus important est nécessaire. Il est possible de citer le modèle de fermeture du second ordre ou Reynolds Stress Model (RSM) en anglais qui rajoutent la résolution de 9 équations différentielles de transport pour déterminer les contraintes turbulentes.

2.7.3.3 Effet des parois

L'utilisation d'un modèle de turbulence nécessite des considérations particulières près des parois du modèle. À cause de la viscosité du fluide, il existe une zone où la vitesse varie entre zéro au niveau de la paroi et la valeur de la vitesse de l'écoulement au niveau de l'écoulement libre. Cette zone est appelée la couche limite présentée à la figure 2.12.

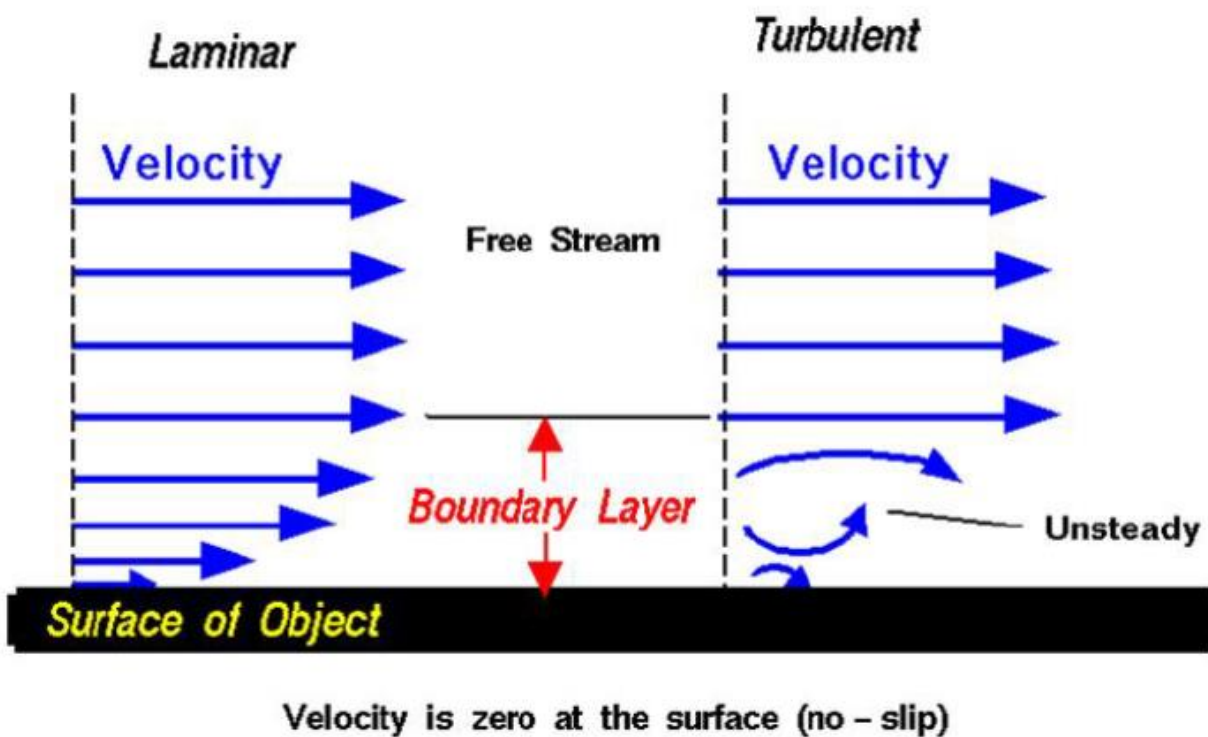


Figure 2.16. Représentation de la couche limite d'un écoulement proche d'une paroi (Fouladi 2017)

Ainsi, en cas d'écoulement turbulent, la présence d'une paroi dans le modèle génère une zone à fort gradient conduisant à la création des petits tourbillons au niveau de la couche limite et qui entraînent la formation de plus gros tourbillons.

Cette couche limite nécessite donc une attention particulière. Il est envisageable d'utiliser deux principales approches (Figure 2.13) :

1. Résoudre les équations au niveau de la couche limite jusqu'à la paroi en considérant un maillage suffisamment fin au niveau de cette couche (*Near-Wall Model Approach* en anglais),
2. Ne pas résoudre la couche limite et remplacer son effet par des lois empiriques ou lois de parois (*Wall Function Approach* en anglais).

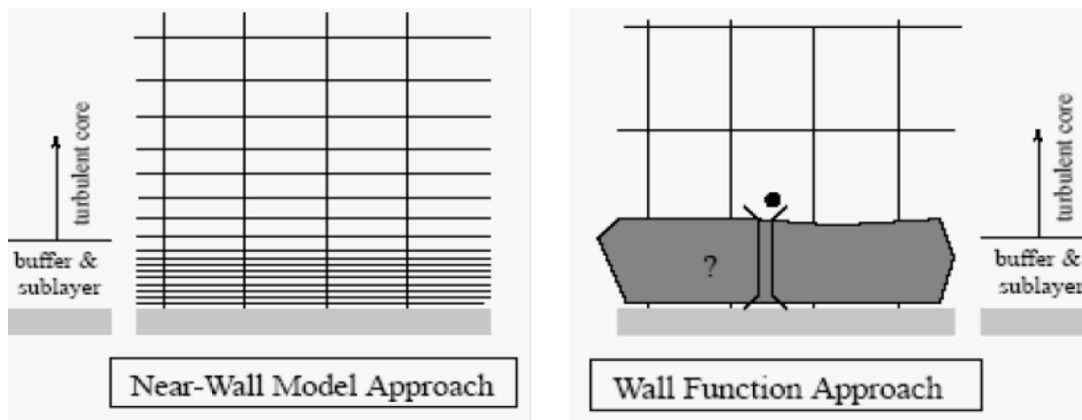


Figure 2.17. Présentation des deux approches envisageables pour considérer la turbulence au niveau de la couche limite (Fouladi 2017)

L'approche à considérer dépend directement du choix du modèle de turbulence. Par exemple, le modèle de turbulence $k-\epsilon$ ne donne pas de résultats précis près des parois en raison du fort gradient de pression et nécessite donc l'utilisation d'une des deux approches présentées précédemment. Cela explique le développement de variantes de ce modèle comme le modèle $k-\omega$ qui fournit de bons résultats au niveau de la couche limite avec un maillage adéquat mais qui est moins performant au niveau de l'écoulement libre. Le modèle de turbulence $k-\omega$ SST (Shear Stress Transport) a notamment été développé pour coupler les avantages du modèle $k-\omega$ au niveau de la couche limite et du modèle $k-\epsilon$ au niveau de l'écoulement libre. Nouri et Ravelet (2013) résument les avantages et les inconvénients des différents modèles de turbulence et l'approche à considérer pour chaque modèle.

CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE

3.1 Objectifs

Les différents objectifs de ce projet de recherche sont les suivant (cf. Chapitre 1) :

1. Introduire et mettre en évidence la vulnérabilité des barrages-poids vis-à-vis de la submersion en cas de crue,
2. Montrer les limites des lignes directrices concernant la sécurité structurale des ouvrages poids en cas de crue et démontrer la nécessité d'améliorer ces lignes directrices et d'utiliser de nouvelles techniques,
3. Introduire et développer les différentes notions nécessaires à la compréhension du fonctionnement de la CFD et à la réalisation de modèles numériques basés sur la CFD,
4. Valider les choix et hypothèses réalisés pour les modélisations numériques par CFD à travers la modélisation de la submersion d'un déversoir standard et de crêtes rectangulaires afin de s'assurer de la pertinence des résultats obtenus avec la CFD,
5. Étudier la validité et améliorer, grâce à l'utilisation de la CFD, les lignes directrices existantes basées sur des règles empiriques simplifiées permettant de représenter le champ de pression en cas de submersion des barrages-poids,
6. Analyser l'influence de l'utilisation de la CFD pour réaliser des calculs de stabilité structurale de barrages-poids par rapport à une analyse classique de stabilité basée sur les lignes directrices actuelles,
7. Montrer la possibilité de réaliser des calculs de stabilité structurale grâce à la CFD, sur une base rationnelle, en cas de crue pour des ouvrages existants de géométrie complexe susceptibles d'être submergés lors d'événements extrêmes,
8. Formuler des recommandations ainsi que la méthodologie à adopter, vis-à-vis des ouvrages et des cas de charge hydraulique qui peuvent nécessiter l'utilisation de la CFD pour réaliser une analyse de stabilité structurale.

3.2 Méthodologie

La méthodologie suivie lors de ce projet de recherche est la suivante :

- Réaliser une revue de la littérature sur l'historique des ruptures des barrages-poids liées à la submersion et analyser les différents mécanismes de défaillance des barrages-poids en cas de crues dans le but de mettre en évidence la vulnérabilité des barrages-poids vis-à-vis de la submersion,
- Réaliser une revue critique de la littérature concernant les lignes directrices en vigueur pour assurer la sécurité structurale des barrages-poids en cas de crue pour montrer la nécessité de techniques ou d'outils supplémentaires pour assurer la stabilité structurale en cas de crue,
- Regrouper et résumer, à travers une revue de la littérature, les différentes notions nécessaires à la compréhension générale du fonctionnement de la CFD et à la réalisation de modèles numériques avec le logiciel de CFD, OpenFOAM,
- Modéliser la submersion d'un déversoir standard avec différentes tailles de maillage pour s'assurer de l'indépendance des résultats obtenus par rapport au maillage et analyser la convergence des résultats en fonction de la taille du maillage,
- Justifier les choix faits concernant les conditions limites et le modèle de turbulence utilisés dans les modèles numériques développés,
- Modéliser la submersion d'un déversoir standard pour trois cas de charge caractéristiques (charge de dimensionnement, de surdimensionnement et de sous-dimensionnement) et comparer les résultats obtenus numériquement avec les valeurs empiriques proposées par USACE (1970) afin de valider tous les choix et hypothèses réalisées pour construire les modèles CFD,
- Modéliser par CFD la submersion de sections rectangulaires (crêtes) de différentes géométries et pour différentes conditions hydrauliques afin de comparer les résultats obtenus pour des modèles 2D et 3D et mettre en évidence la nécessité d'une aération latérale de la nappe et de l'utilisation de modèles 3D,
- Réaliser une comparaison des pressions verticales agissantes sur la crête de ces sections rectangulaires pour les différents cas de charges obtenues par CFD avec la proposition de

FERC (1991) pour tenir compte du poids de l'eau sur la crête des barrages-poids lors des analyses de stabilité structurale,

- Modéliser la submersion de trois sections types de barrage-poids de hauteurs différentes (petit, moyen et grand) pour différents cas de charge et analyser les différences rencontrées au niveau des champs de pressions CFD avec les règles empiriques proposées par les lignes directrices,
- Intégrer les champs de pressions hydrodynamiques provenant de la CFD dans un modèle de calcul de stabilité des barrages-poids,
- Comparer les critères de stabilité (facteurs de sécurité au glissement) obtenus sur la base des champs de pressions provenant de la CFD et ceux obtenus sur la base des règles empiriques des lignes directrices,
- Modéliser la submersion d'un ouvrage barrage-poids existant de 28.84 m de géométrie complexe susceptible d'être submergé pendant la crue maximale probable et intégrer les pressions obtenues dans un modèle de calcul de stabilité des barrages-poids afin de pouvoir conclure sur les conditions de stabilité qui peuvent être rencontrés sous ces conditions hydrauliques,
- Modéliser la submersion du déversoir surplombé d'une dalle au-dessus des piliers de 6.35 m, qui est un ouvrage existant de géométrie complexe ayant été submergé pendant les inondations de 1996 dans le Saguenay et intégrer les pressions obtenues dans un modèle de calcul de stabilité afin de pouvoir conclure sur les conditions de stabilité qui ont été rencontrées à l'époque,
- Résumer et commenter les différents résultats pertinents obtenus par l'utilisation de la CFD dans des calculs de stabilité structurale d'ouvrages poids.

3.3 Pertinence de l'article

Pour la sécurité des barrages, les crues extrêmes sont l'une des menaces les plus importantes. Lors d'une inondation importante, la submersion d'un barrage peut alors entraîner sa rupture, ce qui présente un risque de perte de vie et des dégâts importants en aval de la structure. Il existe une

vulnérabilité importante des barrages-poids en cas de submersion lors d'une crue extrême. En outre, l'augmentation des inondations extrêmes dans le monde, qui peut être influencée par le réchauffement climatique, et la demande globale croissante des sociétés concernant la sécurité montrent la nécessité d'améliorer la sécurité des barrages lors des inondations majeures.

L'évaluation de la sécurité des barrages est basée sur l'identification des mécanismes de défaillance. Pour les barrages-poids, plusieurs modes de défaillance peuvent survenir lors d'inondations extrêmes. Pour assurer la stabilité structurelle d'une telle structure, la détermination de la vitesse d'écoulement de l'eau et des champs de pression est l'un des défis majeurs. Il subsiste des incertitudes sur les pressions hydrodynamiques appliquées aux structures submergées. La crue du Saguenay de 1996 a mis en évidence la nécessité d'une meilleure estimation des forces stabilisatrices et déstabilisatrices agissant sur les barrages et les déversoirs lors des crues.

Ces dernières années, la CFD est sujette à une véritable démocratisation dans divers domaines de l'ingénierie. Les avancées en CFD en font une alternative intéressante en termes de coût et de temps par rapport aux modèles physiques qui étaient jusqu'à récemment la seule façon d'étudier les effets hydrodynamiques en cas de débordement des structures.

3.4 Contributions originales

L'utilisation de modèles numériques basés sur la CFD apporte un véritable intérêt pour faire évoluer les processus classiques d'évaluation de la sécurité structurelle des barrages-poids en cas de crue. La CFD donne la possibilité d'affiner le champ des pressions due à la submersion dans une analyse classique (ou avancée) de stabilité des barrages-poids. L'objectif est donc d'étudier la stabilité structurelle des barrages-poids en cas de crue en combinant la méthode de gravité, traditionnellement utilisée, et le nouvel outil CFD permettant de déterminer de manière plus précise l'évolution des pressions sur un barrage ou sur un déversoir en cas de submersion, afin de quantifier plus adéquatement les coefficients de sécurité de ces ouvrages. Du point de vue des propriétaires d'ouvrages, cela permet de déterminer une cote d'alarme et la cote maximale que peut atteindre la retenue sans rupture de l'ouvrage tout en tenant compte de la submersion. Les modèles numériques peuvent être judicieux dans l'étude des structures existantes pour mettre en évidence les ouvrages nécessitant des modifications par rapport au cas de submersion ou pour s'assurer de leur sécurité.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : CFD MODELLING AND STRUCTURAL STABILITY ANALYSES OF GRAVITY DAMS AND SPILLWAYS SUBJECTED TO FLOOD OVERTOPPING

(Manuscript submitted for review and possible publication in the Journal of Fluids and Structures - Elsevier)

Étienne Favre, Pierre Léger, 13/12/2017

Key words: Gravity dam, Spillway, Flood, Overtopping, Hydrodynamic pressures, CFD, Computational Fluid Dynamics, OpenFOAM, Structural stability assessment.

4.1 Abstract

Extreme floods are one of the most significant threats to the structural stability of hydraulic gravity structures. The water flow conditions, including the related pressure fields and resultant forces, of overtopped gravity dams and spillways are difficult to accurately quantify. Recent advances in CFD (Computational Fluid Dynamics) have made this approach an attractive alternative to physical models to quantify the hydrodynamic forces acting on overtopped structures. This paper presents the combined use of CFD with OpenFOAM and classical structural stability analysis to determine the hydrodynamic pressure fields acting on submerged gravity dams and to more adequately quantify the dam sliding stability during floods. First, the accuracy of the CFD approach to compute the hydrodynamic pressure fields acting on the overtopped gravity structures is investigated by comparison of the nappe trajectories and pressure fields with empirical data from standard ogee spillway and rectangular dam crests. Then, CFD modelling of overtopping on three typical gravity dam sections with different heights is performed to improve the existing dam safety guidelines regarding the weight of the water nappe and the tailwater conditions considered in structural stability analyses. Finally, the advantages of using CFD pressure fields are studied by conducting

a structural stability assessment of a gravity dam with a complex cross section and by evaluating the complicated flow conditions that occur in an overtopped gated spillway with a bridge.

4.2 Introduction

Extreme floods are one of the most significant threats to dam structural stability. During a major flood, or an unexpected hydrologic event, dam overtopping may occur (Fig. 4.1). The increase in extreme floods experienced worldwide, influenced by global warming, and the growing demand from societies regarding the reduction of imposed risks, require improving the predictions of structural stability of gravity dams during major floods. Overtopping increases the hydrodynamic thrusts on structural components and causes erosion, possibly leading to failure, posing a risk of loss of life and extensively damaging downstream structures. ICOLD (1995) indicates that overtopping is one of the main causes of failure for gravity dams, more precisely, 43% of masonry dams and 20% of concrete dams.

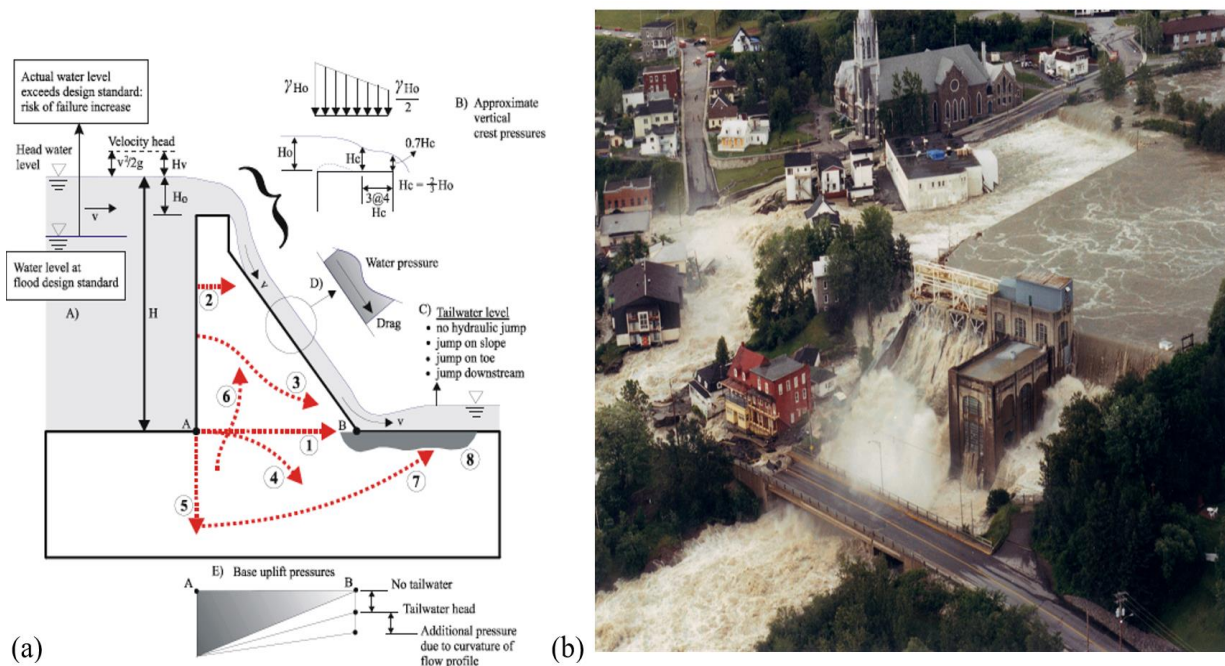


Figure 4.1. Overtopping of gravity dams: (a) failure modes of gravity dams as a result of floods (1-7 cracks and development of failure mechanisms, 8 foundation erosion and buckling of thinly bedded strata) and (b) example of overtopping of a hydraulic structure during the 1996 Saguenay flood.

Dam stability evaluation is based on identifying failure mechanisms. For gravity dams, several failure modes can occur in the case of overtopping during extreme floods (Fig. 4.1a). To evaluate the structural stability with confidence, accurate determination of the water flow velocity, related pressure fields and force resultants acting on concrete dams and spillways is one of the major challenges. For example, Fig. 4.1b illustrates the dam overtopping during the 1996 Saguenay flood in Quebec (Canada), which, as well as several other cases, has highlighted the need for a better estimation of the stabilising and destabilising forces acting on gravity dams and spillways during flood overtopping (Léger et al. 1998).

In recent years, CFD (Computational Fluid Dynamics), which allows numerical calculation of the fluid flow characteristics around structures, has become more common in various fields of engineering. Advances in CFD have made it an attractive alternative, in terms of cost and time, to physical models that were, until recently, the only tools available to study the hydrodynamic effects on overtopped structures. Burnham (2011) summarized past successes and new directions in modelling dam flows with CFD. Spillways are essential for safety and provide sufficient flow discharge capacity during floods; water flows over many standard types of spillway sections have been widely modelled by CFD (Olsen and Kjellesvig 1998, Haun et al. 2011, Kermani and Barani 2014). Numerical results have shown good agreement with experimental data. Among the different types of spillways investigated, stepped spillways have been subjected to many studies using CFD because of their capacity to dissipate energy flow by aeration. Studies performed by Vosoughifar et al. (2013), Kositgittiwong et al. (2013) and Sweeney (2014) have demonstrated the capability of CFD to model air entrainment in stepped spillways. Similar to the previous studies, CFD simulations have been performed to model water flow on specific spillways with complex geometries (Gacek 2007, Margeirsson 2007, Paxson et al. 2008, Kettner 2010, Ho and Riddette 2010, Willey et al. 2012, Patarroyo et al. 2015, Naderi Rad 2016, Ebner et al. 2016). CFD has also been used to determine, with improved accuracy, the pressures and forces acting on the Wanapum spillway to perform structural stability calculations (Griffith et al. 2007). The authors concluded that the standard stability analysis approach may underestimate the sliding safety factor, SSF, by 40-50% in comparison to the stability results based on CFD water pressures.

Overtopping could also affect non-overflow gravity dam sections with flat crests that will then be subjected to stabilising or destabilising forces of unknown magnitude and for which there is no validated or verified guidance in the existing dam safety guidelines (USBR 1987, ANCOLD 1991,

FERC 1991, USACE 1995, CDA 2007, FERC 2016). For overtopped gravity structures, USACE (1995) and FERC (2016) suggest ignoring the stabilising weight of the water nappe on top of the structure and reducing the tailwater head to 60% of the expected value to avoid overestimating the downstream stabilising forces in case of hydrodynamic effects. This reduction is not applied to evaluate the uplift pressure acting at the toe. FERC (2016) mentions that, for small discharges, nappe forces may be neglected in stability analyses of overflow spillways; however, for significant discharges, "*nappe forces can become significant and should be taken into account in the analysis of dam stability*". No simplified guidelines are provided to assess these nappe forces on overtopped gravity dams. However, FERC (1991) presented a computational stability example of an overtopped gravity dam using, as a rule of thumb, stabilising vertical pressures corresponding to the water head, H_o , over the upstream edge of the crest, and half this value ($H_o/2$) at the downstream edge (Fig. 4.1a).

The main purpose of this paper is to couple the use of CFD (OpenFOAM software, OpenCFD Ltd. 2016) with the classical gravity dam structural stability analysis software (CADAM3D, Leclerc et Léger 2016), a 3D version of the CADAM2D program widely used in the industry (Leclerc et al. 2000). The objective is to develop simple guidance on the magnitude and spatial distribution of flow-induced forces to be considered for overtopped gravity dams and related SSF. First, the relevant theoretical aspects of CFD are briefly presented to highlight the critical issues for adequate OpenFOAM numerical modelling. A benchmark problem related to overtopping of a standard ogee spillway section is used to validate the selection of boundary conditions and turbulence model and to investigate the mesh size requirements for convergence. The CFD modelling is then extended to rectangular overflow sections with flat crests to study the validity of the simple rule of thumb proposed by FERC (1991). A parametric study is also performed on flood overtopping of typical gravity dam sections with different water heights, comparing the CDF-based resultant forces and SSF with those obtained from the FERC (1991) rule of thumb and other guidelines. Finally, case studies of (i) an existing gravity dam that might be subjected to overtopping and (ii) a back analysis of an overtopped spillway during the 1996 Saguenay flood are investigated using the proposed methodology.

4.3 CFD implementation using OpenFOAM

OpenFOAM (Open Source Field Operation and Manipulation) is an open-source CFD software used in many fields of engineering and sciences, whether in industry or academia. The purpose of this section is to present numerical approaches used in the *interFoam* solver of OpenFOAM to model the interactions between air and water around overtopped gravity structures. It can determine the flow of two incompressible, isothermal immiscible fluids using a volume of fluid (VOF) phase-fraction-based interface capturing approach. The validation of the *interFoam* solver has been widely studied by many authors. Deshpande et al. (2012) summarized these studies and presented the key issues related to this solver. Moreover, Olsen and Reidar (2012) introduced most of the concepts developed in this section.

4.3.1 Governing equations

In fluid mechanics, the motion of fluid is described by the Navier-Stokes equations, which are nonlinear partial differential equations. With the assumption of Newtonian, incompressible and isothermal fluids, the Navier-Stokes equations can be simplified and written in the following form (Jasak 1996):

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{u}\mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\nu \nabla \mathbf{u}) + \mathbf{g} \quad (2)$$

where \mathbf{u} is the fluid velocity vector; p is the kinematic pressure; ν is the kinematic viscosity and \mathbf{g} is the gravitational acceleration. The development and details of these equations were initially introduced by Aris (1989).

4.3.2 Free surface modelling

The Navier-Stokes equations can be approximated for each phase (air and water), but another approach is needed to define the interface between these two immiscible phases, named free surface. Among the different numerical techniques developed for this task, the volume of fluid (VOF) method, which was introduced by Hirt and Nichols (1981), is used in OpenFOAM to obtain an appropriate free surface flow solution. This method, for determining the free surface averages the properties of the phases at the interface, requires the introduction of the volume fraction, α , which corresponds to the model cell portion occupied by the fluid:

$$\alpha(x, y, z, t) = \begin{cases} 1 & \text{water} \\ 0 < \alpha < 1 & \text{free surface} \\ 0 & \text{air} \end{cases} \quad (3)$$

The characteristics of the phases, namely, the density, ρ , kinematic viscosity, ν , and velocity vector, \mathbf{u} , encountered in each cell are defined by the following equations:

$$\rho = \alpha\rho_{\text{water}} + (1 - \alpha)\rho_{\text{air}} \quad (4)$$

$$\nu = \alpha\nu_{\text{water}} + (1 - \alpha)\nu_{\text{air}} \quad (5)$$

$$\mathbf{u} = \alpha\mathbf{u}_{\text{water}} + (1 - \alpha)\mathbf{u}_{\text{air}} \quad (6)$$

The interface between the phases can be defined by the equation that governs the transport of α with time:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha \mathbf{u}) + \nabla \cdot ((1 - \alpha)\alpha \mathbf{u}_r) = 0 \quad (7)$$

where $\mathbf{u}_r = \mathbf{u}_{\text{water}} - \mathbf{u}_{\text{air}}$ is the relative velocity vector between the two phases.

The term $\nabla \cdot ((1 - \alpha)\alpha \mathbf{u}_r)$ is called the artificial compression and was introduced by Weller (2002) to consider compression of the interface and to minimize errors during discretization of the problem.

4.3.3 Computer implementation

The Navier-Stokes equations cannot be solved directly. CFD can approximately solve these partial differential equations through definition of a mesh and application of numerical methods. This corresponds to the process of discretization. The differential equations are transformed into a system of algebraic equations that can be solved numerically. This numerical approach is achieved with the finite volume method in OpenFOAM.

The basis of the finite volume method is to apply a conservative discretization to the integral form of the Navier-Stokes equations. The fluid domain is divided into a finite number of closed volumes defined by their surfaces, called volumes of control; the Navier-Stokes equations are solved in each volume of control. This method is based on the conservation of flow within volumes of control and through control surfaces to define the values of different variables that differentiate the flow in each volume of control from its neighbouring volumes of control. With a sufficiently fine mesh, this method provides a good approximation of the Navier-Stokes equations. Details of these different concepts and methods used with the CFD are thoroughly presented by Ferziger and Peric (2002).

OpenFOAM offers several numerical schemes to interpolate the variables of flow from neighbouring volumes of control and to solve different terms of the equations. Lopes (2013) has summarized the different discretization schemes offered with *interFoam*. Emad (2014) has already performed a study to evaluate the influence of a few schemes on the results of the *interFoam* solver. The discretization schemes used herein are taken from the tutorial files provided with OpenFOAM.

Finally, discretization of the equations implies a linear dependence between velocity and pressure. Thus, algorithms based on iterative procedures are needed for coupling the equations of momentum and mass conservation. The solver *interFoam* uses the merged PISO-SIMPLE (PIMPLE) algorithm to solve for pressure-velocity coupling. The SIMPLE (semi-implicit method for pressure-linked equations) algorithm allows calculation of pressure from the velocity components by coupling the Navier-Stokes equations with an iterative procedure, whereas the PISO (pressure implicit splitting operator) algorithm is used to rectify the pressure-velocity correction in the SIMPLE algorithm. Details of the PISO algorithm can be found in Rusche (2002).

4.4 Validation example: Standard spillway

Through the implementation of models in OpenFOAM, several choices and assumptions that directly influence the results obtained from the CFD calculations are required and must be validated to ensure the quality of the results for future simulations. ICOLD (1994) have developed a software verification procedure for dam engineers, and Blocken and Gualtieri (2012) have presented a ten-step method to comprehensively validate CFD models. Herein, investigations are performed to validate only the main aspects considered determinants to solve the overtopping problem, which are, specifically, (i) the computational domain and boundary conditions, (ii) the type and size of the meshes, and (iii) the turbulence model.

This validation is performed through modelling of the flow on a standard ogee spillway, which is an interesting problem due to the complexity of the hydrodynamic effects. USACE (1970) provided empirical solutions for the profile of the overflowing nappe and for the pressure magnitudes acting on the structure. Numerical simulations of water flow over standard spillways have been comprehensively studied in the past by several researchers who have demonstrated good correspondences between the empirical results and numerical results from CFD simulations (Savage and Johnson 2001, Ho et al. 2003, Bouhadji 2003, Chanel 2008, Kanyabujinja 2015, Oukid et al. 2015). Therefore, the aim of this study is to compare the results obtained with the OpenFOAM models with those published in USACE (1970) to quantify the accuracy of the models developed as a function of the input parameters and assumptions that will subsequently be used for gravity dams and non-standard spillways.

4.4.1 Standard spillway and flow characteristics

USACE (1970) presents the concept of a standard spillway to minimize the water pressures acting on a structure at the designed water elevation. The geometry of a standard spillway is defined as the shape of the lower layer of a thin wall weir to theoretically avoid pressure along the downstream face in the design flow. The following formula defines the profile downstream of the crest centreline:

$$X^{1.85} = 2.0 H_D^{0.85} Y \quad (8)$$

where X and Y are respectively the horizontal and vertical coordinates and H_D is the design water head, defined from the top of the crest of the spillway.

The rate of flow is defined by the following formula:

$$Q = C_d b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

where C_d is the flow coefficient, b is the width of the spillway, g is the gravitational acceleration and H is the upstream water head. In addition, the flow coefficient, C_d , has been defined by Chow (1959) in the following form:

$$\frac{C_d}{C_{dD}} = \left(\frac{H}{H_D} \right)^{0.12} \quad (10)$$

where C_{dD} is the design flow coefficient and is equal to 0.494. The definition and details of the standard spillway characteristics were described by Sinniger and Hager (1989).

To obtain a validation for different water elevations, three load cases are considered and presented in Fig. 4.2. In this study, the value of the design load, H_D , is considered to be 1 m for a dam height of 5 m.

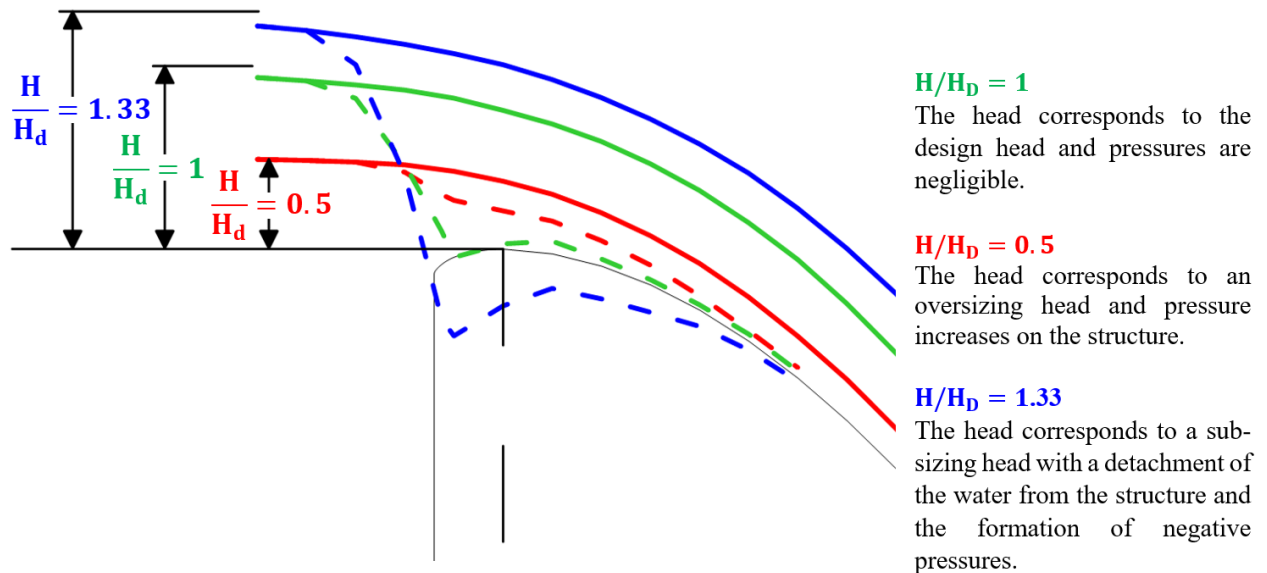


Figure 4.2. Description of the three load cases studied and the corresponding shape of the upper layer (—) and pressures (- -) on the crest of a standard spillway (adapted from Sinniger and Hager 1988).

4.4.2 Computational domain and boundary conditions

The fluid domain is divided into a finite set of volumes of control or cells, defined as the mesh or grid of the model. There are two main types of mesh: structured and unstructured. Structured mesh is composed of quadrilaterals in 2D and hexahedra in 3D. It provides accurate solutions for simple geometries with a minimum number of cells. Unstructured mesh is composed of triangles in 2D and tetrahedrons in 3D. Unstructured mesh is favourable for complex geometries because a considerable amount of computational effort can be saved, compared to the computational effort of a structured mesh. In this paper, structured meshes are used due to the relatively simple geometries studied. Fig. 4.3 shows a 2D grid composed of structured square cells of 0.2 m per side; there are 5 cells per length unit.

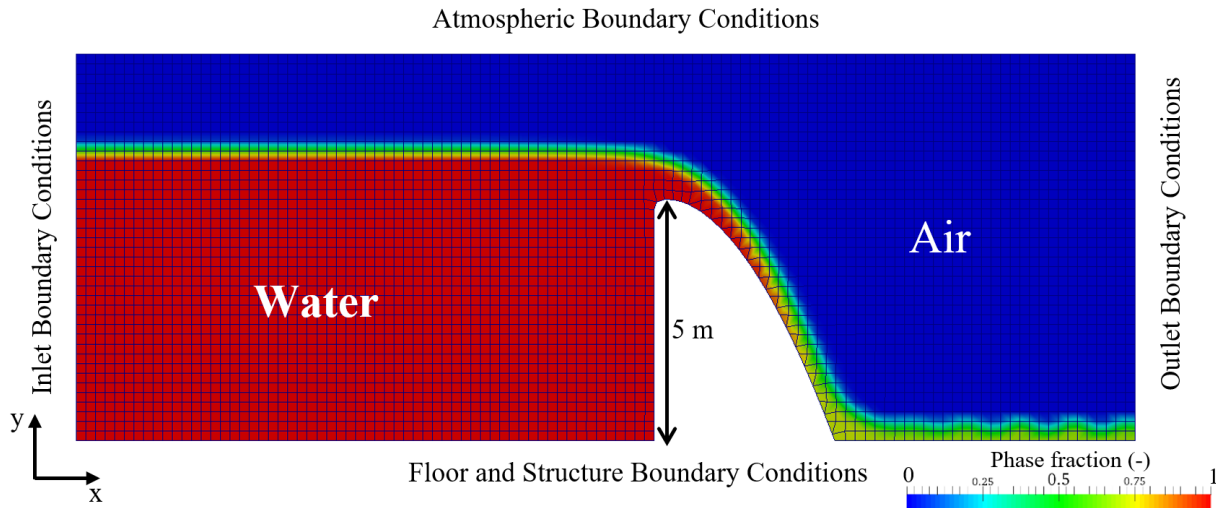


Figure 4.3. Description of the boundary conditions on the computational domain composed by structured meshes of an overtopped ogee spillway.

In addition, boundary conditions of the computational domain must be specified to obtain a solution within the entire domain. OpenFOAM offers a range of boundary conditions. For example, it is possible to specify the upstream water height and velocity or directly specify the flow rate as inlet boundary conditions. Fig. 4.3 presents the different boundary conditions used herein, and Table 4.1 shows the conditions specified for each modelling parameter. For the inlet boundary condition, the flow rate is directly specified, resulting in an adjustment of the depth and velocity, to obtain the target flow rate from a constant water discharge. The upstream water height over the spillway crest is thus not specified as a boundary condition to obtain a constant upstream height at the inlet. For

the outlet boundary condition, a uniform velocity profile can be directly specified. Moreover, the inlet and outlet boundary conditions must be sufficiently far from the structure to avoid interference on the results.

Table 4.1. Description of characteristics of different boundary conditions of the computational domain in Fig. 4.3 with y_1 and y_2 respectively the upstream and downstream water level.

Boundary condition	Inlet	Floor and structure	Atmospheric	Outlet
Phase fraction α (-)	$\alpha = \begin{cases} 1 & (\text{if } y \leq y_1) \\ 0 & (\text{if } y > y_1) \end{cases}$	$\frac{\partial \alpha}{\partial x_i} = 0$	$\frac{\partial \alpha}{\partial x_i} = 0$	$\alpha = \begin{cases} 1 & (\text{if } y \leq y_2) \\ 0 & (\text{if } y > y_2) \end{cases}$
Velocity u (m/s)	$u = u_1 = Q_1/(y_1 b)$	$u = 0$	$\frac{\partial u}{\partial x_i} = 0$	$u = u_2$
Pressure p (Pa)	$\frac{\partial p}{\partial x_i} = 0$	$\frac{\partial p}{\partial x_i} = 0$	$p = 0$	$\frac{\partial p}{\partial x_i} = 0$

4.4.3 Mesh convergence analysis

In all the numerical methods, the definition of the grid is a key element influencing the precision of the results; the precision increases when the size of the cells decreases. Fig. 4.4 shows three different grids and related pressures for the load case $H/H_D=1.33$, leading to negative pressures on the spillway crest. For this analysis, the flow is considered laminar to avoid introducing turbulence models, which are examined later in this paper, and 2D models are used to minimise the computational effort.

Fig. 4.4 shows that the minimum values of the negative pressures and the extents of the negative pressures on the crest slightly decrease when the size of the cells decreases. Therefore, the size of the cells affects the CFD pressure fields computed on the spillway crest. On the other hand, grid refinement greatly affects the computational time. Determination of the appropriate cell size for simulations is thus a balance between result accuracy and computational time. Therefore, it is essential to define a grid from which the results do not change with further refinement. A convergence analysis is performed by comparing the computed horizontal and vertical force resultants from the pressure fields acting on the spillway (Fig. 4.5).

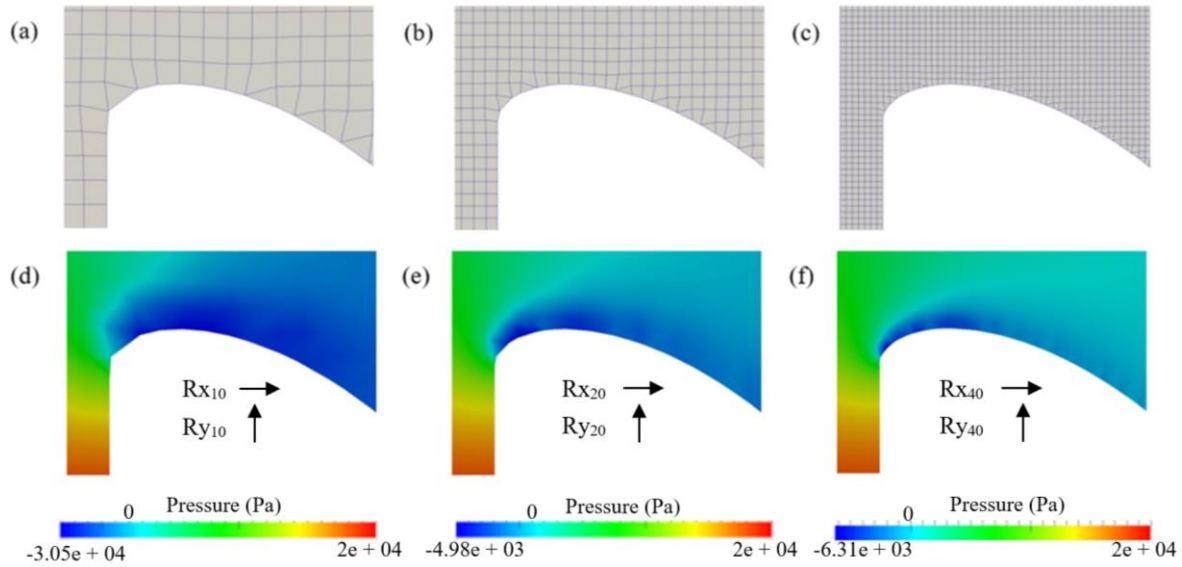


Figure 4.4. Examples of grid size - pressure convergence studies with (a,d) 10 cells per meter, (b,e) 20 cells per meter and (c,d) 40 cells per meter, Rx and Ry are horizontal and vertical force resultants.

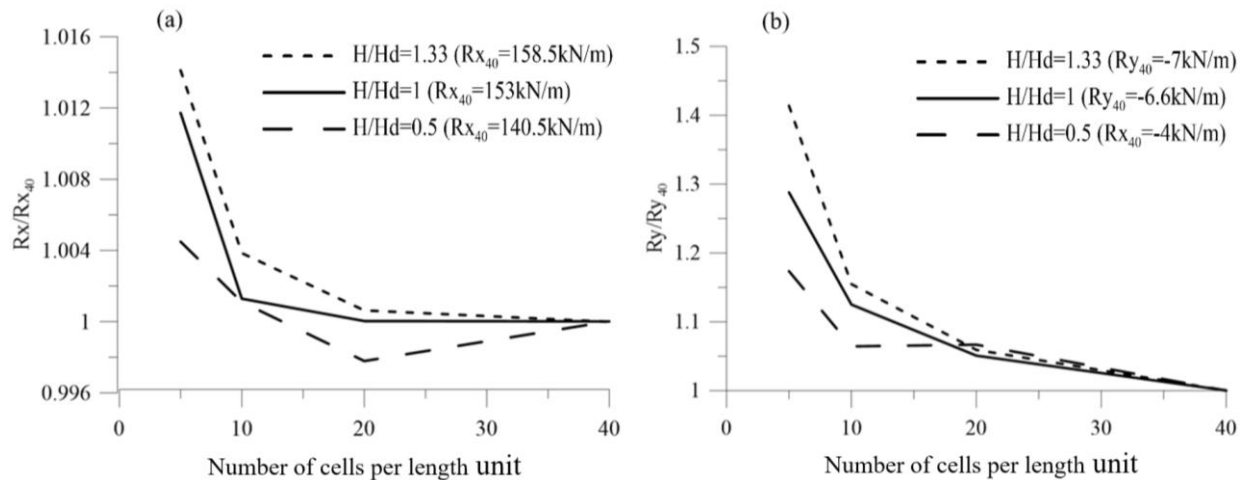


Figure 4.5. Convergence of ratios for the (a) Rx horizontal and (b) Ry vertical resultants acting on the spillway in comparison to the values of the Rx₄₀ horizontal, and Ry₄₀ vertical resultants, obtained with a grid composed of 40 cells per length unit.

Fig. 4.5 summarizes the convergence results for (a) Rx horizontal and (b) Ry vertical force resultants acting on the spillway of a unit width for different upstream water elevations as a function of cell size. The magnitudes of the force resultants are directly used in sliding stability analyses of gravity sections. The reference values are the Rx₄₀ horizontal and Ry₄₀ vertical resultants obtained

from a grid composed of 40 cells per unit length. This analysis showed convergence of the force resultants from a grid composed of 10 square cells per unit length. With this grid size, the ratios R_{x10}/R_{x40} and R_{y10}/R_{y40} do not exceed 1.004 and 1.15, respectively, for the most unfavourable case of $H/H_D=1.33$ and are solved within a reasonable computational time. Convergence is easier to obtain for the horizontal force resultant R_x because of the large magnitude of the upstream pressures applied on the structure, as indicated in Fig. 4.5a. Therefore, 0.1 m square cells will be used hereafter, unless otherwise specified.

4.4.4 Selection of turbulence model

The determination of complex and erratic changes in pressure and velocity with time and space for the modelled water free surface flow on a structure requires inclusion of turbulence. Even if the input flow rates remain relatively small, the water acceleration on the downstream face of the structure and probable hydraulic jumps that may arise in the presence of tailwater encourage consideration of turbulence.

Turbulent flow is characterized by a wide range of scales, ranging from the formation of larger eddies to small vortices. It is difficult and very computationally demanding to describe all scales of flow at the same time and in any point in space. There are three main approaches to compute turbulent flow responses: (i) DNS (direct numerical simulation) directly solves all scales of turbulent flow, (ii) LES (large eddy simulation) directly solves the large scales and numerically simulates the small scales of turbulent flow, and (iii) RANS (Reynolds-averaged Navier-Stokes) models all scales of turbulence.

The RANS method is a statistical approach used to address turbulence and is generally used in CFD. Indeed, this method is the most favourable in terms of computing time and allows the determination of many flow regimes of industrial interest. This method is based on the “Reynolds” decomposition of all variables describing the flow by a mean and a fluctuating value, leading to significant simplifications of the Navier-Stokes equations but creating new unknown terms called the turbulent Reynolds stresses. The aim of this method is to compute the Reynolds stresses by defining a model of turbulence that corresponds to a set of equations and solves all the equations of motion. Most of the turbulence models used in CFD are based on the concept of turbulent

viscosity or eddy viscosity, ν_t . The purpose of turbulence models is to determine the value of the eddy viscosity.

Among the various turbulence model types, two-equation models are widely used in CFD software and are based on the definition of two transport equations: the transport of turbulent kinematic energy, k , representing the energy of the turbulence, and the dissipation of turbulence, ε , representing the rate of dissipation of the kinematic turbulence energy. Of this type of model, the two main approaches are the k - ε model and k - ω model. The k - ε model, introduced by Launder and Spalding (1974), is very popular for industrial applications due to its good convergence rate and relatively low memory requirements. It performs well for external flow problems around complex structural geometries but cannot be considered robust and accurate near walls due to the high adverse pressure gradients. The k - ω model developed by Wilcox (1998) is very similar to the k - ε model but performs better near walls. The difference between these methods lies in considering the specific dissipation of turbulence, ω , instead of the dissipation of turbulence, ε . The k - ω model has the advantage of accurately predicting turbulence near the model boundaries, while the k - ε model allows more precise determination of variables away from the model boundaries.

Table 4.2. Description of parameters defining the Shear Stress Transport (SST) k - ω turbulence model.

Parameter	Symbol	Unit	Formula
Eddy viscosity	ν_t	m^2/s	$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$ with C_μ a model constant equal to 0.09
Turbulent kinetic energy	k	m^2/s^2	$k = \frac{3}{2} (u_{\text{ref}} T_i)^2$ with u_{ref} the flow velocity at the input of the model
Turbulence intensity	T_i	-	Estimated varying between 1% and 10% for a case of average turbulence
Dissipation of the turbulence	ε	m^2/s^3	$\varepsilon = C_\mu \frac{k^3}{l}$
Characteristic dimension of turbulence	l	m	Estimated equal to $0.007L$
Characteristic dimension of the model	L	m	Assumed equal to the height of the structure
Specific dissipation of the turbulence	ω	s^{-1}	$\omega = \frac{\sqrt{k}}{l}$

4.4.5 Comparisons with empirical results

With all the previous considerations of the computational domain, boundary conditions, grid size and turbulence model, it is possible to implement CFD models of overtopping on a standard ogee spillway for different upstream water elevations. The aim is to compare the results obtained for the coordinates of the upper water flowing nappe and for the normalized pressure on the crest of the spillway between the different load cases studied with OpenFOAM and the empirical values provided by USACE (1970). These comparisons are presented in Fig. 4.6.

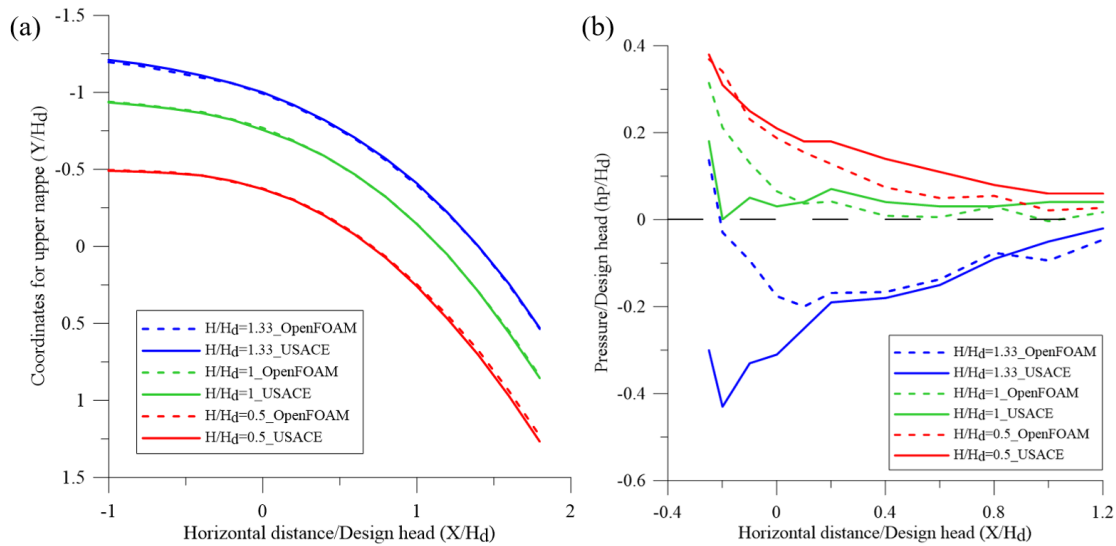


Figure 4.6. Comparisons between empirical values from USACE (1970) and those of the models with 0.1m square cells using OpenFOAM (a) coordinates of the overflowing nappe (b) normalized pressure (X horizontal distance from the top of the crest).

For the upper water nappe coordinates, the results of the three load cases are very similar. The differences between the CFD numerical results and USACE (1970) empirical values are less than a few percent. Therefore, considering the previous assumptions and parameter selection, the CFD simulations can accurately describe the free surface trajectory for the different load cases. For the normalized pressure, the intensities and spatial distributions are also relatively similar for the three cases, especially for the load cases with positive (stabilising) or approximately zero pressures: $H/H_D = 0.5$ and $H/H_D = 1$, respectively. The load case with $H/H_D = 1.33$, leading to negative pressures (suction), presents the largest deviation from the empirical values near the rounded upstream edge of the ogee. The local pressures near the upstream edge are affected by the structured mesh and its approximate geometric representation of a curved surface.

4.5 Evaluation of overtopping pressure on rectangular crests

The submersion of rectangular sections is now considered to represent the crest of a gravity dam and to study several essential aspects of the CFD models for modelling of gravity dams overtopping.

4.5.1 2D versus 3D modelling

2D CFD models, as implemented for the standard ogee spillway, use significantly less computational time than 3D models. However, for 2D models of rectangular sections, it was not possible to accurately model the water nappe trajectory, as shown in Fig. 4.7. Air cannot penetrate between the water nappe and the structure, and the overflowing nappe flows continuously along the downstream face. To avoid this problem, the computational domain can be broadened just after the crest to allow air between the water nappe and the structure. This change requires the consideration of 3D models, which require greater computational resources.

2D and 3D models of rectangular crests subjected to different overtopping heights have been analysed for an efficient evaluation of the vertical resultant forces and nappe geometries due to overtopping flow. Figs. 4.7a,b,c present the results from the 2D and 3D models obtained for overtopping heights of 0.6 m, 1.3 m and 1.75 m, respectively, acting on a crest 3.75 m wide and 5 m high.

In the 3D models, air can exist between the water nappe and the structure, leading to more realistic jet trajectories. Fig. 4.7d compares the pressure fields computed on the crests from the 2D and 3D models. The results are very similar, except near the downstream edge of the crest, where negative pressures appear in the 2D models due to their inability to represent the correct flow trajectory. The minimum values of the negative pressures computed from the 2D models increase with the overtopping height. However, the differences in the vertical resultant forces acting on the crest between the 2D and 3D models obtained by integrating the computed pressure field remain very small. Thus, 2D models can be seen as attractive alternatives, in terms of computational time, to evaluate the resultant forces of pressure acting on the rectangular crests if the trajectory of the nappe and the accuracy of the downstream water profile are not critical for the structural stability evaluation.

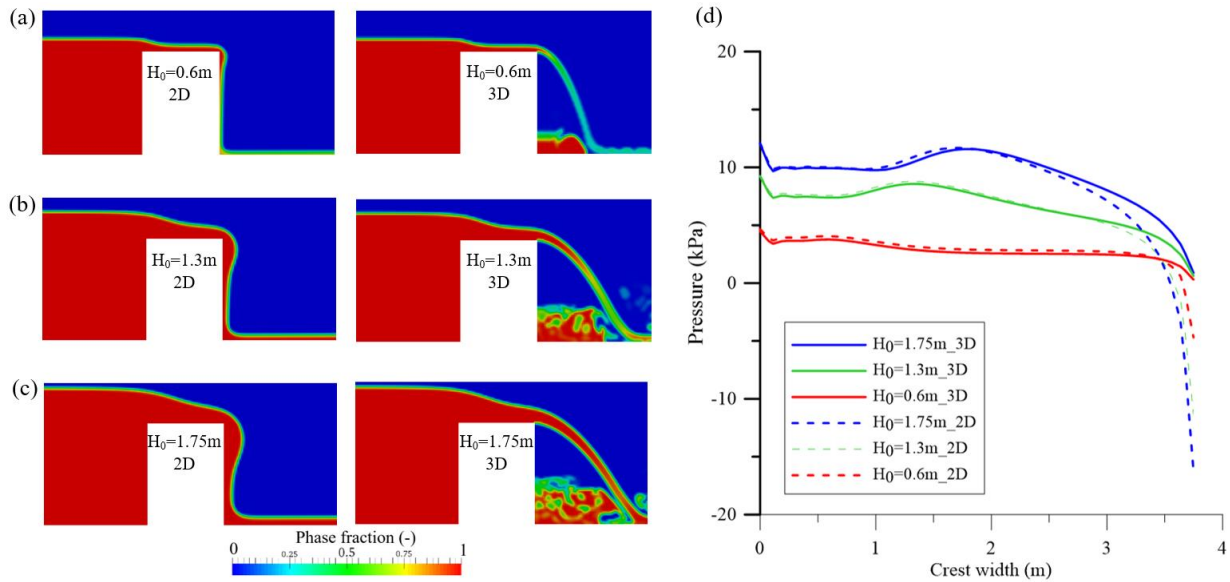


Figure 4.7. Comparisons between 2D and 3D models for a width of 3.75m of (a) flow for an overtopping height of 0.6m, (b) flow for an overtopping height of 1.3m, (c) flow for an overtopping height of 1.75m, and (d) crest pressures.

4.5.2 Comparison with dam safety guidelines

In dam stability assessment, water pressures on gravity dam crests are usually neglected because of their small magnitude for small overtopping heights (USACE 1995, FERC 2016). This assumption is conservative due to the stabilising effect of the positive vertical pressure on the crest, as shown in Fig. 4.7d. A trapezoidal representation of crest overtopping pressures with 100% of the overtopping height, H_0 , at the upstream crest edge and 50% of H_0 at the downstream edge of a rectangular crest can be considered as rule of thumb, suggested by the FERC (1991), but this rule of thumb was not supported by experimentation or numerical analysis. The literature does not provide simplified practical guidelines that have been validated or verified to account for the fluid flow pressures on overtopped rectangular crests, which are typical of gravity dams; this shortfall has motivated the present study.

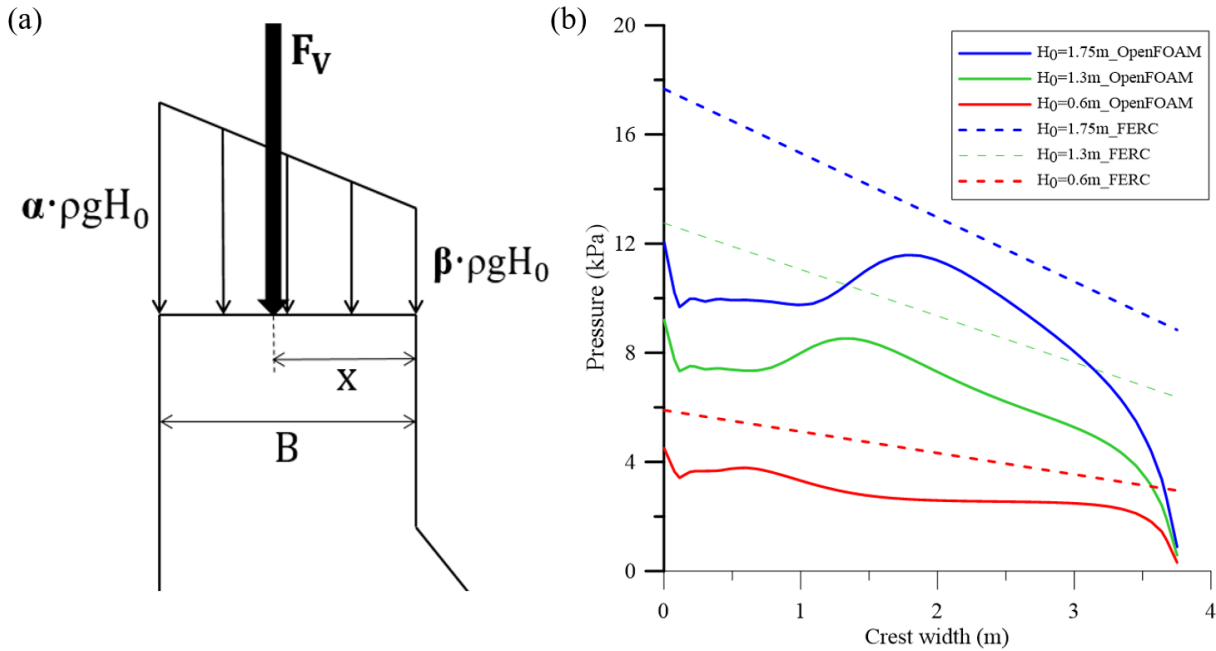


Figure 4.8. Crest pressures for dams (a) proposed in FERC (1991) guidelines with $\alpha=1$ and $\beta=0.5$ and (b) compared between OpenFOAM 3D models and FERC (1991) guidelines for a crest width of 3.75m.

Fig. 4.8a presents pressure intensities and distributions determined by using the FERC (1991) rule of thumb. Moreover, Fig. 4.8b compares the pressures obtained with the OpenFOAM (CFD) models and the pressures proposed by the FERC (1991) for three different overtopping heights. The FERC (1991) rule of thumb appears to overestimate the pressure on rectangular crests. Table 4.3 compares the values of the vertical force resultant, F_v , obtained with the OpenFOAM simulations and the FERC proposal for different overtopping heights, H_0 , and for different crest widths, B . Table 4.3 shows that the ratios $F_v^{\text{FERC}}/F_v^{\text{CFD}}$ vary from 1.4 to 1.6 according to the considered configuration. Therefore, the proposed rule of thumb significantly overestimates F_v , leading to larger SSF than those using vertical thrusts computed from CFD. This result can affect the conclusions in stability assessment of dams subjected to severe floods.

Table 4.3. Comparisons of pressure resultants on rectangular crests.

Crest characteristics									
Crest width B (m)	2.5	2.5	2.5	3.75	3.75	3.75	5	5	5
Overtopping height H_0 (m)	0.6	1.3	1.7	0.6	1.3	1.8	0.6	1.3	1.8
Vertical force F_v (kN)									
Resultant F_v^{FERC} (kN)	16.8	34.4	46.0	22.4	45.8	61.4	22.1	47.8	66.2
Resultant F_v^{CFD} (kN)	10.9	23.4	32.1	14.1	29.6	40.8	13.8	31.9	45.3
Ratio F_v^{FERC}/F_v^{CFD}	1.54	1.47	1.43	1.59	1.55	1.50	1.60	1.50	1.46
Normalized lever arm X/B									
Normalized distance X^{FERC}/B	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
Normalized distance X^{CFD}/B	0.57	0.54	0.52	0.56	0.56	0.54	0.55	0.57	0.56
Coefficients from OpenFOAM									
Upstream coefficient α^{CFD}	0.71	0.66	0.59	0.65	0.71	0.65	0.61	0.71	0.70
Downstream coefficient β^{CFD}	0.29	0.40	0.46	0.31	0.33	0.40	0.33	0.29	0.33

4.5.3 Proposition of simplified guidelines based on 3D CFD results

Improved simplified guidelines have been developed from the CFD results obtained with OpenFOAM. A simple trapezoidal pressure distribution was assumed such that coefficients α and β in Fig. 4.8a must be defined to provide an adequate estimation of the vertical force resultant, F_v^{CFD} . It is also relevant to introduce a normalized lever arm X/B for F_v , which must also be estimated accurately for the structural stability evaluation. According to Table 4.3, it is therefore recommended to use $\alpha=0.6$ and $\beta=0.3$. These values correspond to a lower bound water head and the related vertical stabilizing forces.

4.6 Stability of overtopped gravity dams: typical geometry

The objective of this section is to model overtopping on several gravity dams of typical sections with CFD to obtain pressure fields acting on these structures for different overtopping heights. The related SSF are evaluated and compared to the results obtained with the classical stability assessments currently performed based on the existing dam safety guidelines (FERC 1991, USACE 1995, FERC 2016).

4.6.1 Gravity dams and load cases analyzed

Three gravity dam sections with heights of 7.62 m, 18.3 m and 35 m have been adapted from existing structures and can respectively be considered "small", "medium" and "large" dams. These dams are characterized by a vertical upstream face, a downstream face with a constant slope and a rectangular crest. Fig. 4.9 shows a typical cross section, and Table 4.4 presents the related geometrical parameters and water inflow parameters that were studied.

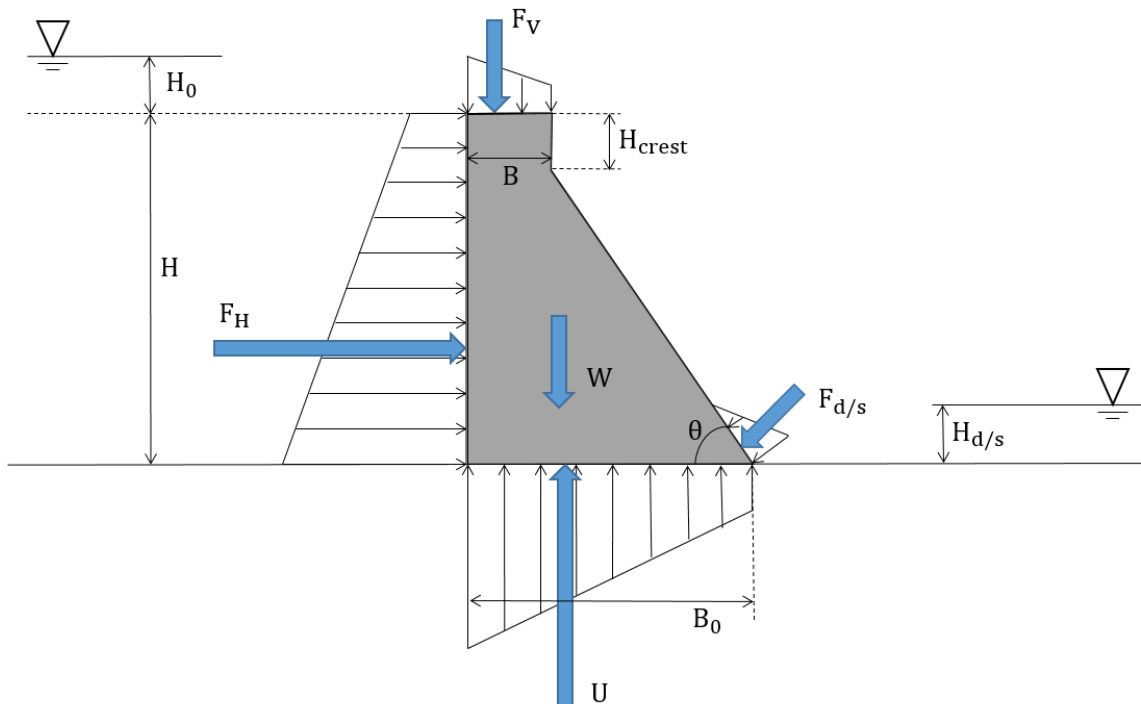


Figure 4.9. Geometrical and resultant forces parameters used in structural stability evaluation.

4.6.2 CFD pressure fields characteristics

3D OpenFOAM CFD models that are composed of structured grids formed by cubic cells with 0.1 m sides and that use the SST $k-\omega$ turbulence model have been developed for each overtopping height scenario. Fig. 4.10 presents the models for the 7.62-m-high dam with different overtopping heights and the corresponding CFD pressure fields.

With an increase in the overtopping height, the upstream, crest and downstream pressures also increase. This observation is valid for all three dam sections tested. For the small dam, the nappe does not hit the structure along the downstream face but leads to the formation of a hydraulic jump away from the toe. Fig. 4.11 presents the CFD pressure fields for the three dam sections for two different inflow rates: $Q=2 \text{ m}^3/\text{s}$ and $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

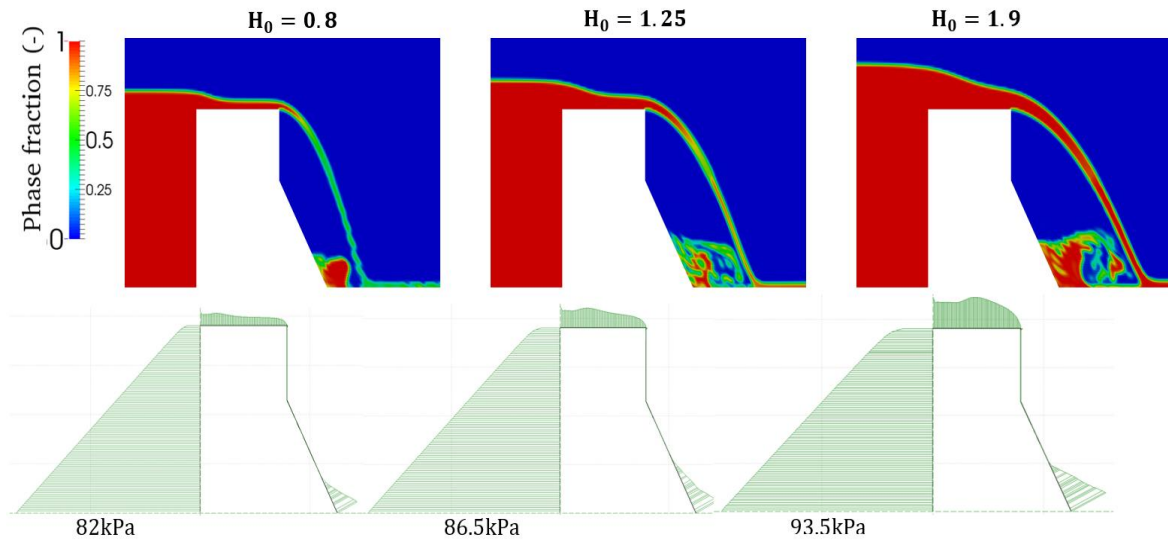


Figure 4.10. CFD models and corresponding pressure fields for the 7.62m high dam section for the different overtopping heights.

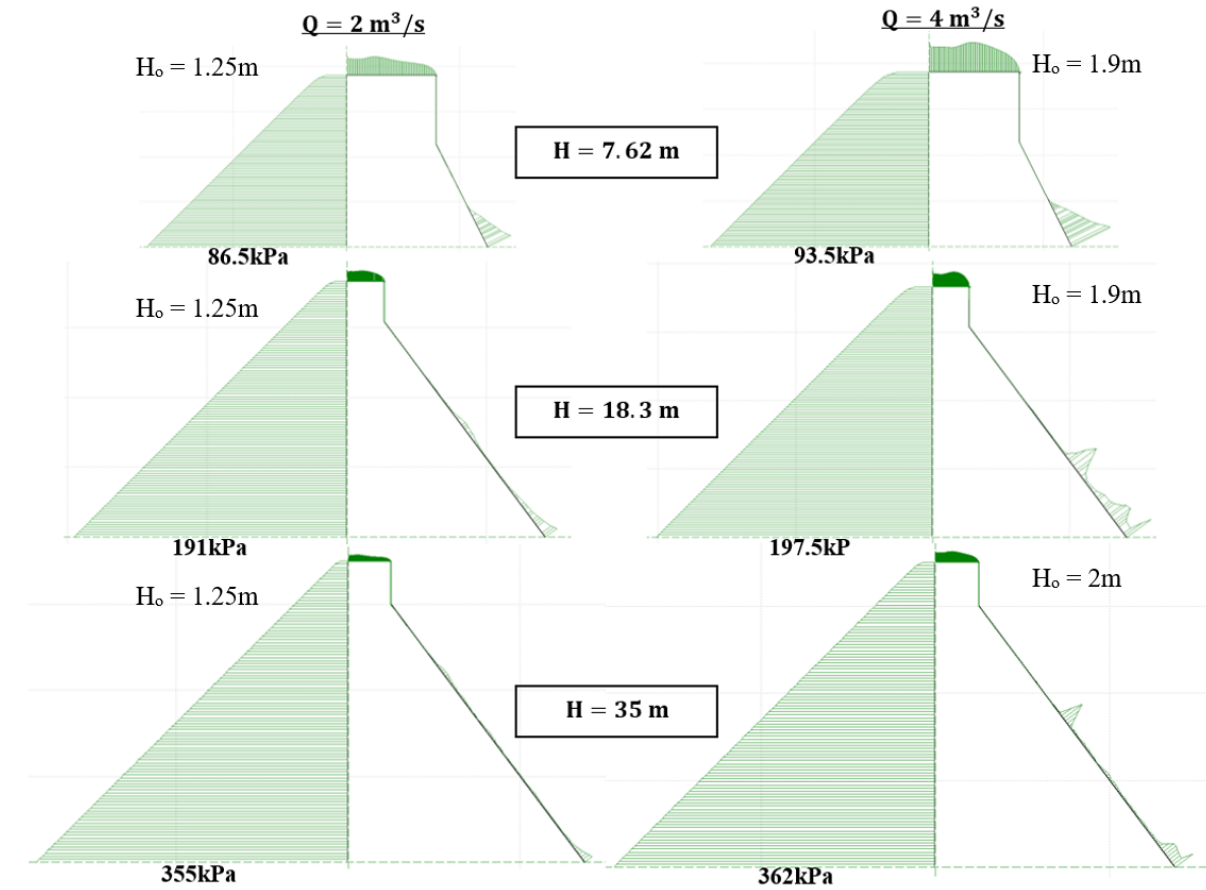


Figure 4.11. Pressure fields obtained from CFD models for the three different dam sections and for with an inlet flow rate of $2\text{ m}^3/\text{s}$ and $4\text{ m}^3/\text{s}$.

With an inlet flow rate Q of $2\text{ m}^3/\text{s}$, the downstream pressures for the three dam sections follow a typical triangular hydrostatic distribution. For Q equal to $4\text{ m}^3/\text{s}$, the water nappe impinging the downstream face of 18.3-m-high and 35-m-high dams creates localized peak pressures. Hydrodynamic effects with a non-triangular pressure distribution also appear near the toe. For these two dam sections, an increase in the overtopping height leads to an increase in the flow velocity along the downstream faces and affects the downstream pressure fields. Thus, the classical triangular hydrostatic pressure fields for the tailwater are not obtained.

4.6.3 Comparison of pressures with guidelines

The main resultants to be compared with the dam safety guidelines for the stability calculations are the horizontal upstream force, F_H , the vertical force, F_V , acting on the crest and the inclined force acting on the downstream face, $F_{d/s}$ (Fig. 4.9).

The guidelines (FERC 1991, USACE 1995, FERC 2016) consider water pressure on the upstream face as hydrostatic pressure, depending only on the height of the water upstream of the structure. The water pressure increases linearly from the top of the crest to the heel of the dam and acts in the direction normal to the upstream face surface. The resulting force, F_H , exerted on the upstream vertical face is defined as follows:

$$F_H = \gamma H \left(H_0 + \frac{1}{2} H \right) b \quad (11)$$

where γ is the specific water weight, H is the dam height, H_0 is the overtopping height and b is the dam width.

Table 4.4 indicates that the estimations of the horizontal upstream force, F_H , from the guidelines are in excellent agreement with the results of the CFD simulations for the different load cases and dam heights with $F_H^{FERC}/F_H^{CFD} \cong 1.0$. Thus, the classical assumption of a trapezoidal water pressure distribution is verified for the upstream face.

Using the FERC (1991) proposed rule of thumb with $\alpha=1.0$ and $\beta=0.5$ (Fig. 4.8a), the vertical force resultant F_V^{FERC} is given as follows:

$$F_V^{FERC} = 0.75 \gamma H_0 B b \quad (12)$$

where B is the crest length and the other parameters were defined previously in Eq. (11).

The F_V^{FERC}/F_V^{CFD} ratios in Table 4.4 indicate that the FERC (1991) overestimates the vertical force resultant by 50% on average, compared to the CFD results. This consideration can be important while performing a dam stability assessment, particularly for small dams, as shown later in this study.

The downstream hydraulic conditions of a gravity dam during submersion are complex and depend on the geometry of the dam, the downstream channel characteristics and the overtopping height. The water forces acting on the downstream face can fluctuate significantly, depending on how the energy is dissipated in the downstream channel. According to the USACE (1995) and FERC (1991, 2016), if the flow conditions lead to a significant hydraulic jump downstream of the structure, then the tailwater pressure must be adjusted to 60% of the expected downstream height. However, if the flow conditions reduce or eliminate the hydraulic jump, then 100% of the expected downstream height should be considered. Therefore, there are two possibilities to estimate the downstream force, $F_{d/s}$, which are $F_{d/s}^{0.6H_{d/s}}$ or $F_{d/s}^{1.0H_{d/s}}$ if respectively 60% or 100% of the expected downstream height is considered, depending on the downstream conditions:

$$F_{d/s}^{0.6H_{d/s}} = [\gamma 0.5 (0.6H_{d/s})^2 / \sin(\theta)] b \quad (13)$$

$$F_{d/s}^{1.0H_{d/s}} = [\gamma 0.5 (H_{d/s})^2 / \sin(\theta)] b \quad (14)$$

where $H_{d/s}$ is the downstream tailwater height, taken as the overtopping height H_0 in the simplified analysis; θ is the angle of the downstream face with respect to the horizontal; and the other parameters were defined previously in Eq. (11).

According to Table 4.4, the $F_{d/s}^{0.6H_{d/s}}/F_{d/s}^{CFD}$ and $F_{d/s}^{1.0H_{d/s}}/F_{d/s}^{CFD}$ ratios are respectively in the 0.07-0.37 and 0.1-0.6 ranges. Therefore, in both cases, the downstream forces, $F_{d/s}$, are underestimated in the dam safety guidelines compared to the CFD results. This underestimation is more significant while reducing the tailwater level to 60% of its value to account for uncertainties in the downstream hydraulic conditions. Moreover, with an increase in the overtopping height, the $F_{d/s}^{0.6H_{d/s}}/F_{d/s}^{CFD}$ and $F_{d/s}^{1.0H_{d/s}}/F_{d/s}^{CFD}$ ratios slightly increase. The underestimation of $F_{d/s}$ from the dam safety guidelines is largely due to neglecting the water nappe acting along the downstream face and disregarding the complex hydraulic conditions developing at the toe (e.g., Fig. 4.10). In an actual overtopping situation, some erosion is likely to occur at the toe due to water flow. A change in the geometry near the toe is not considered herein but will affect the flow condition.

Table 4.4. Comparison of forces resultants obtained with OpenFOAM models and dam safety guidelines.

Dam characteristics										
Height category/Name		Small			Medium			Large/Tall		
Height H (m)		7.62			18.3			35		
Crest width B (m)		3.96			2.7			5		
Base width B ₀ (m)		6.25			14.2			27.5		
Crest height H _{crest} (m)		3.05			2.9			5		
Studied boundary conditions										
Rate of inflow Q (m³/s)		1	2	4	2	4	8	2	4	8
Overtopping height H ₀ (m)		0.80	1.25	1.90	1.25	1.9	2.85	1.25	2.00	3.10
Inlet velocity V (m/s)		1.25	1.60	2.11	1.60	2.11	2.81	1.60	2.00	2.58
Flow coefficient C _d (-)		1.40	1.43	1.53	1.43	1.53	1.66	1.43	1.41	1.47
Downstream height H _{d/s} (m)		0.80	1.25	1.90	1.25	1.90	2.85	1.25	2.00	3.10
Vertical crest force F _v (kN)										
Resultant FERC F _v ^{FERC}		23	36	55	25	38	57	46	74	114
Resultant F _v ^{CFD}		14	24	41	17	25	28	28	49	78
Ratio F _v ^{FERC} /F _v ^{CFD}		1.64	1.50	1.34	1.47	1.52	2.03	1.64	1.51	1.46
Horizontal upstream force F _H (kN)										
Resultant FERC F _H ^{FERC}		345	378	427	1867	1984	2154	6438	6695	7073
Resultant F _H ^{CFD}		343	376	428	1861	1979	2145	6424	6673	7053
Ratio F _H ^{FERC} /F _H ^{CFD}		1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Downstream force F _{d/s} (kN)										
Resultant F _{d/s} ^{CFD} (kN)		7.0	10.0	19.0	26.3	59.5	125	48.8	93.9	170
Resultant FERC F _{d/s} ^{0.6H_{d/s}}		1.3	3.1	7.1	3.4	8.0	17.9	3.4	8.8	21.2
Resultant FERC F _{d/s} ^{1.0H_{d/s}}		3.5	5.1	11.9	5.7	13.3	29.8	5.7	14.7	35.4
Ratio F _{d/s} ^{0.6H_{d/s}} /F _{d/s} ^{CFD}		0.19	0.31	0.37	0.13	0.13	0.14	0.07	0.09	0.12
Ratio F _{d/s} ^{1.0H_{d/s}} /F _{d/s} ^{CFD}		0.5	0.5	0.6	0.2	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2

4.6.4 Stability assessment

The structural stability analyses of all the dams and loading cases were performed by the gravity method using the computer program CADAM-3D (Leclerc and Léger 2017) with the pressure fields obtained from OpenFOAM and proposed in the dam safety guidelines. The gravity method is the classical method used for performing stability analyses of gravity dams. This method uses the equilibrium of rigid bodies to determine the internal forces acting on the potential failure planes (lift joints and concrete-rock interface), and uses beam theory to calculate the stresses. The SSF are evaluated from a cracked base analysis, at the dam-foundation interface, assuming that the tensile strength and cohesion are zero. The SSF, reported in Table 4.5, are given by the following expression:

$$SSF = \frac{(\sum \bar{V} - U)\tan\phi + CA_c}{\sum H} \quad (15)$$

where $\sum \bar{V}$ is the sum of the vertical forces, excluding uplift pressures; U is the uplift pressure force resultant; ϕ is the friction angle taken herein as 55° ; C is the cohesion; A_c is the area under compression; and $\sum H$ is the sum of the horizontal forces. All the stability calculations are performed considering a concrete volumetric mass of 2400 kg/m^3 .

Table 4.5 indicates that using 60% or 100% of the expected downstream water height influences the SSF only slightly. The largest difference is observed for the small dam ($H=7.62 \text{ m}$) with the highest overtopping height ($H_0=1.9 \text{ m}$), where the SSF are approximately 3% overestimated by considering 100% of the expected downstream water height instead of considering 60% of this value. Therefore, the assumptions of the tailwater conditions are not determinant in the stability analysis at the base of the dam, especially for medium ($H=18.3 \text{ m}$) and large ($H=35 \text{ m}$) dams where nearly the same SSF are obtained by considering 60% or 100% of the expected downstream water height. Considering $F_v=0$, compared to a more rigorous CFD evaluation, leads to an underestimation of the SSF, with the $SSF^{F_v=0}/SSF^{CFD}$ ratios ranging from 0.74 to 0.95. For the small dam ($H=7.62 \text{ m}$), F_v has a significant effect on the resulting SSF. For an overtopping height $H_0=1.9 \text{ m}$, $SSF^{F_v=0}$ is equal to 1.09, while SSF^{CFD} is 1.46, indicating a considerably more stable dam. As the dams become taller ($H=18.3$ and 35 m), the vertical force resultant, F_v , decreases compared to the effective weight, and the $SSF^{F_v=0}/SSF^{CFD}$ ratios range from 0.80 to 0.97.

Table 4.5. Comparisons of the SSF obtained with the OpenFOAM models and dam safety guideline pressure fields.

Height category/Name		Small			Medium			Large/Tall	
Height H (m)		7.62			18.3			35	
Overtopping height H_0 (m)	0.80	1.25	1.90	1.25	1.9	2.85	1.25	2.00	3.10
Downstream height $H_{d/s}$ (m)	0.80	1.25	1.90	1.25	1.90	2.85	1.25	2.00	3.10
Sliding safety factors SSF (-)									
SSF ^{CFD} (OpenFOAM) – ref.	2.42	2.02	1.46	1.42	1.31	1.17	1.10	0.75	0.41
Tailwater condition - 1.0 $H_{d/s}$									
SSF ^{Fv=0} $F_v=0$	2.30	1.79	1.13	1.39	1.25	1.09	1.01	0.60	0.37
SSF ^{FERC} ($\alpha=1.0, \beta=0.50$)	2.41	2.07	1.59	1.41	1.28	1.12	1.07	0.70	0.40
SSF ^{$\alpha=0.6, \beta=0.3$}	2.37	1.96	1.42	1.40	1.27	1.11	1.05	0.66	0.39
Ratio SSF ^{Fv=0} /SSF ^{CFD}	0.95	0.89	0.77	0.97	0.96	0.92	0.92	0.80	0.91
Ratio SSF ^{FERC} /SSF ^{CFD}	1.00	1.03	1.09	0.99	0.98	0.96	0.97	0.94	0.97
Ratio SSF ^{$\alpha=0.6, \beta=0.3$} /SSF ^{CFD}	0.98	0.97	0.97	0.98	0.97	0.94	0.95	0.88	0.95
Tailwater condition - 0.6 $H_{d/s}$									
SSF ^{Fv=0} $F_v=0$	2.29	1.77	1.09	1.38	1.24	1.07	1.01	0.60	0.37
SSF ^{FERC} ($\alpha=1.0, \beta=0.50$)	2.40	2.05	1.55	1.40	1.27	1.11	1.07	0.70	0.40
SSF ^{$\alpha=0.6, \beta=0.3$}	2.36	1.94	1.38	1.39	1.26	1.09	1.05	0.66	0.39
Ratio SSF ^{Fv=0} /SSF ^{CFD}	0.95	0.88	0.74	0.97	0.95	0.91	0.92	0.80	0.91
Ratio SSF ^{FERC} /SSF ^{CFD}	0.99	1.02	1.06	0.99	0.97	0.94	0.97	0.94	0.97
Ratio SSF ^{$\alpha=0.6, \beta=0.3$} /SSF ^{CFD}	0.98	0.96	0.94	0.98	0.96	0.93	0.95	0.88	0.95

Considering the FERC (1991) rule of thumbs for the small dam ($H=7.62$ m) leads to the SSF^{FERC}/SSF^{CFD} ratios ranging from 0.99 to 1.09 with increasing H_0 . Compared to SSF^{CFD}, SSF^{FERC} is thus slightly overestimated by using $\alpha=1.0$ and $\beta=0.5$. Table 4.5 also indicates that for medium ($H=18.3$ m) and large ($H=35$ m) dams, the SSF^{FERC}/SSF^{CFD} ratios range from 0.94 to 0.99.

At the dam-foundation interface, the underestimation of the downstream force, $F_{d/s}$, by FERC (1991) compensates the overestimation of the vertical crest force, F_v . Therefore, the SSF for the medium and the large dams, using the FERC (1991) proposed rule of thumb, appear reasonable at the dam-foundation interface due to the error compensation effect. However, considering a horizontal lift joint in the gravity dam above the downstream tailwater $H_{d/s}$ will not allow this compensation effect. For example, the overestimation of the SSF can reach 11% for the small dam ($H=7.62$ m) with an overtopping height of 1.9 m if a failure plane is located below the crest block and 4.57 m above the base.

Finally, by using the simplified approach developed herein, with $\alpha=0.6$ and $\beta=0.3$ (Fig. 4.8a), the $SSF^{\alpha=0.6,\beta=0.3}/SSF^{CFD}$ ratios vary from 0.94 to 0.98 for the small dam, showing good agreement with the stability analysis from the CFD pressure fields. Moreover, this good agreement is maintained for the medium and large dams, with the $SSF^{\alpha=0.6,\beta=0.3}/SSF^{CFD}$ ratios in the 0.88-0.98 range. Therefore, this proposition can provide a good estimation of the SSF without overestimation of the vertical force, F_v , in stability analyses.

4.7 Case study of existing structures subjected to overtopping

One of the main advantages of the CFD is that it can model overtopping flow on structures with complex geometries to obtain the corresponding pressure fields and perform structural stability assessments. The simplified procedures, as proposed herein, for gravity dams of typical cross sections may not always be applicable for more complex geometries. The purpose of this section is to model the overtopping responses of two existing gravity structures with complex geometries by using the CFD to perform the stability assessment.

4.7.1 Gravity dam

Fig. 4.12 presents the geometry of a complex 28.84-m-high gravity dam where the expected upstream overtopping height is 0.8 m with a downstream water elevation of 14 m. A 3D OpenFOAM CFD model is developed following the previous modelling assumptions with grid cells of the order of 0.1 m and a refined area downstream of the structure to correctly define the

nappe trajectory. The SST $k-\omega$ turbulence model is used to model the turbulence, which appears to be an important issue due to the formation of downstream fluctuations with the impact of the nappe in the tailwater at high velocity. The characteristics and the main results of this model are presented in Fig. 4.12. Using the CFD pressure field, the SSF equal 1.35 at the dam-foundation interface with a 55° friction angle.

Either using the FERC (1991) rule of thumb or neglecting the nappe water pressure on the crest does not influence the SSF obtained from the dam safety guidelines. However, considering 60% or 100% of the expected downstream water height clearly affects the computed SSF, which are equal to 0.82 (unstable) or 1.30 (stable) by using respectively 60% or 100% of the expected downstream water height. Therefore, using the CFD pressure field, this existing dam appears to be stable for the expected hydraulic loads during extreme flooding and shows good agreement with the guidelines, considering 100% of the expected downstream water height.

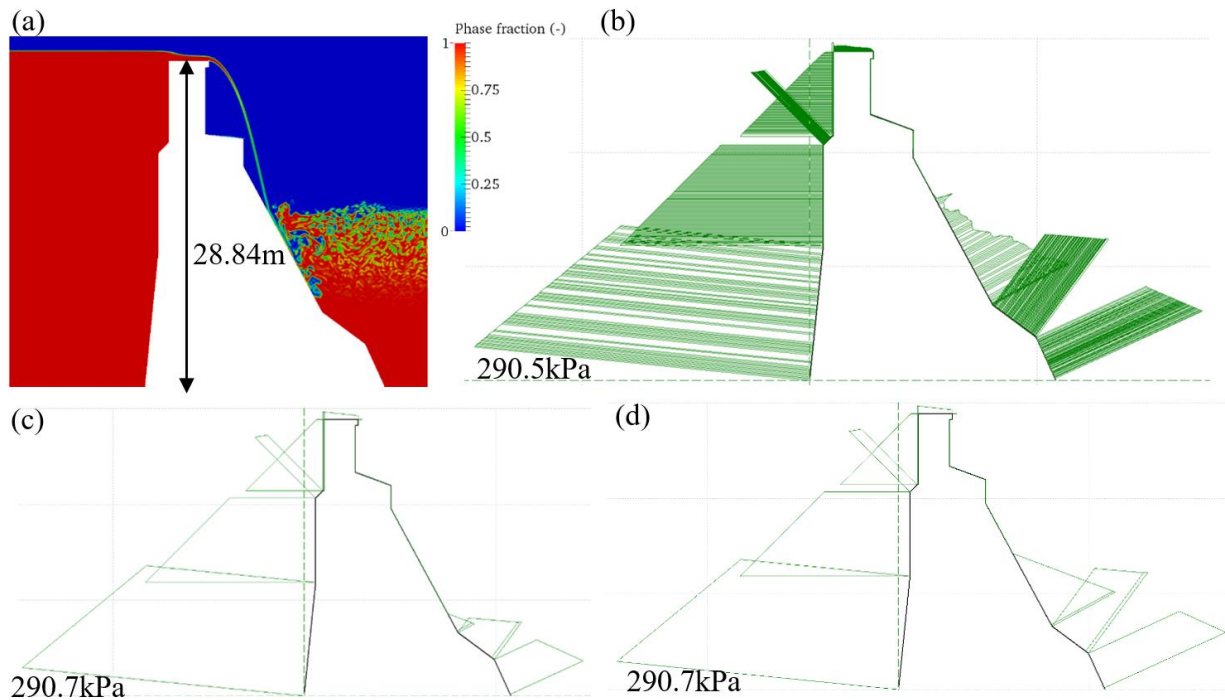


Figure 4.12. Overtopping of 0.8 m on a gravity dam with a downstream tailwater of 14 m during a probable maximum flood condition: (a) CFD model, (b) pressure field obtained by and represented in CADAM-3D, (c) pressure field from the FERC (1991) with $0.6H_{d/s}$ and (d) pressure field from the FERC (1991) with $1.0H_{d/s}$.

4.7.2 Spillway

In 1996, a major flood occurred in the Saguenay region (Québec, Canada). The rain-induced flow was much greater than the spillway capacity of the several gravity structures located in this area. During this flood, the gravity dams and spillways were subjected to intense hydrodynamic loading conditions, which resulted in overtopping of more than 2 m in some cases (Léger et al. 1998, 2000). The spillway, shown in Fig. 4.13a, was overtopped by approximately 2 m in some sections. There was a notable accumulation of floating debris, which is outside the scope of this paper.

Considering the geometry of the spillway shown in Fig. 4.13b, a 3D CFD model was developed to perform a back analysis of this structure subjected to overtopping. The results are presented in Figs. 4.13c,d,e. This spillway is made of a series of piers that support a concrete bridge. The CFD model is limited to a 3D spillway section centred on one of the piers, as presented in Fig. 4.13b, with no normal flow along the lateral boundaries, acting as planes of symmetry. The inlet conditions are the water height, H_0 , and a flow velocity, v_0 , as presented in Fig. 4.13c. For the outlet, the water height, H_1 , and the velocity, v_1 , are specified, as shown in Fig. 4.13c, and were estimated from field observations (Léger et al. 2000). Fig. 4.13c presents the result obtained for the water profile over the spillway between the two piers with these boundary conditions. The velocities and pressures are shown in Figs. 4.13d,e for the sections at the chute and at the pier. Between piers, the velocity increases significantly under the bridge due to a jet effect, creating small negative pressures at the edge of the chute and under the bridge. At the pier section, the flow tends to peel off from the downstream structure, creating negative pressures on the pier downstream vertical face before reaching the downstream toe of the spillway.

Using the computed CFD pressures, a structural stability analysis is performed to estimate the SSF. With a concrete-rock friction angle of 55° , the SSF^{CFD} is 4.7. The spillway remains stable under these extreme flow conditions, which were more severe than those used in the CFD model due to floating debris jamming into the gate hoisting structures.

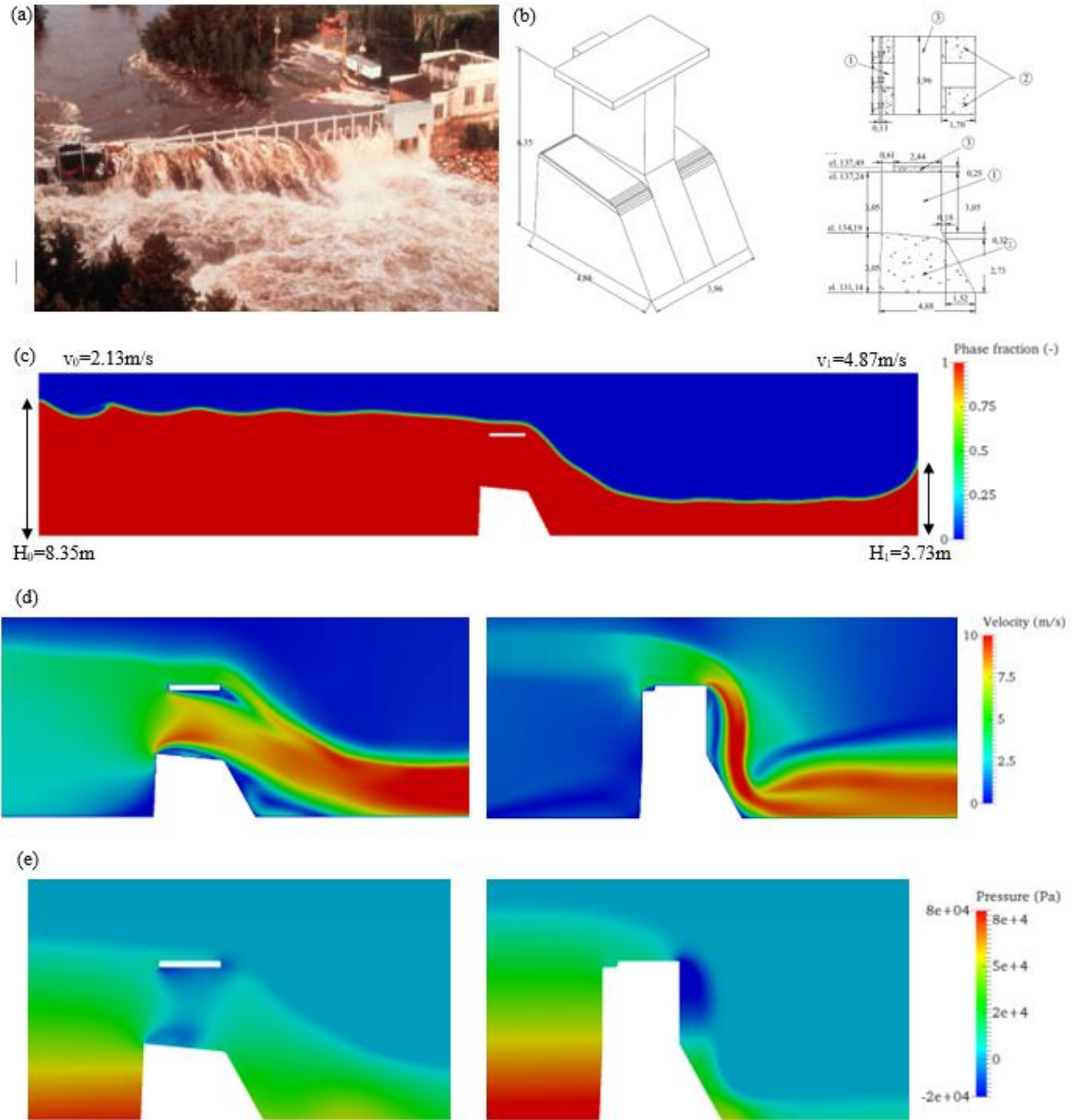


Figure 4.13. Study of the overtopping by 2m of a spillway during the 1996 Saguenay flood (a) picture of the event, (b) geometry of a section of the structure with a pier and a slab, (c) CFD model of the flow over the spillway with the boundary conditions used at the inlet and outlet, (d) velocity fields obtained at the chute and at the pier sections, and (e) pressure fields obtained for these sections.

4.8 Summary and Conclusions

This paper assessed the structural stability of different overtopped gravity structures during floods using water-generated pressure fields determined from CFD. These hydrodynamic pressure fields were computed with OpenFOAM and then imported into a structural stability program based on the classical gravity method. Extensive comparisons between the water force resultants, as well as the sliding safety factors, computed from the existing dam safety guidelines and those from the CFD analyses were investigated, leading to the following conclusions:

CFD - Standard ogee section: CFD models of submersion of a standard ogee spillway can efficiently predict flow trajectories and the related hydrodynamic pressures. A relatively fine mesh composed of squares cells with 0.1 m sides was necessary to achieve convergence of the resultants results. The use of a SST $k-\omega$ turbulence model leads to a good correlation between the CFD results and empirical results provided by the USACE (1970). For the upper water nappe coordinates, the differences between the empirical and numerical values are less than a few percent. For the normalized pressures on the crest, the intensities and spatial distributions are also in good agreement. However, the 2D CFD models used in this part of the study have shown to be limited to modelling negative (suction) pressures when a structured mesh is used to model a rounded edge.

CFD - Rectangular crest of gravity dams: 3D models are necessary to allow air entrainment between the water nappe and the structure to obtain realistic overflowing jet trajectories. Moreover, the rule of thumb proposed by the FERC (1991) to estimate the weight of the overflowing water nappe overestimates the stabilising vertical forces on the crest of the gravity dams by 40% to 60%, in comparison with the values obtained from CFD. Therefore, for a better estimation of the vertical forces on the crest of gravity dams, it is recommended to use a trapezoidal pressure distribution with 60% of the overtopping water elevation H_0 over the upstream edge of crest and 30% of H_0 at the downstream edge.

Stability of gravity dams with typical cross sections: The classical estimation of the horizontal upstream force, F_H , on the gravity dams using trapezoidal hydrostatic pressures is in excellent

agreement with CFD simulations. The downstream forces, $F_{d/s}$, are largely underestimated in the dam safety guidelines when the water level is reduced to 60% or considered to 100% of the expected downstream height because of the nappe flowing along the downstream face and complex hydraulic conditions near the toe. Neglecting the vertical force on the crest significantly underestimates the SSF for small dams ($H=7.62$ m), leading in some cases to unstable structures, whereas the use of CFD indicates stable dams. However, this underestimation is less important for medium ($H=18.3$ m) and large dams ($H=35$ m) due to a reduction in the influence of the vertical crest force in the stability analysis. Consideration of the vertical force on the crest by the FERC (1991) rule of thumb slightly overestimates the SSF at the dam-foundation interface for small dams. For the medium and large dams, SSF^{FERC}/SSF^{CFD} was in the range of 0.94-0.99, due to error compensation of the large underestimation of the downstream stabilising force with the overestimation of the vertical weight of the nappe. Using the simplified approach developed herein with $\alpha=0.6$ and $\beta=0.3$ (Fig. 8a) leads to a good estimation of the SSF for the different dams and an accurate assessment of the vertical weight of the nappe, F_v .

Stability of a gravity dam with a complex cross-section: The stability analysis based on the CFD pressure field leads to a SSF^{CFD} of 1.35 (stable dam), whereas a SSF^{CFD} equal to 0.82 (unstable) and 1.30 (stable) were obtained by using 60% or 100% of the expected downstream water height, respectively. Using the CFD pressure field for structural stability analyses appears to be a powerful tool to accurately assess the stability of gravity dams with complex cross sections and flow conditions.

Stability of a 3D spillway with a bridge: Using the computed CFD water pressures, the structural stability analysis of a spillway with a complex configuration led to a stable structure under the assumed dam-foundation interface shear strength and the assumption of no floating debris. In this particular case, with very complex flow conditions, there is no rule of thumb to estimate the related hydrodynamic forces required for a stability assessment. The use of CFD in combination with structural stability software allows a rational evaluation of the stability of complex structures under complex flow conditions, opening the door to perform sensitivity or probabilistic fluid-structure studies to quantify the load and resistance uncertainties.

4.9 Acknowledgments

The authors would like to acknowledge the very valuable technical discussions with J. Gaucher and E. Mainville from Hydro-Québec and the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Quebec Fund for Research on Nature and Technology (FQRNT).

4.10 References

- ANCOLD (1991). Guidelines on design criteria for concrete gravity dams. Australian National Committee for Large Dams.
- Aris, R. (1989). Vectors, tensors and the basic equations of fluid mechanics. Dover Publications.
- Blocken, B., Gualtieri, C. (2012). Ten iterative steps for model development and evaluation applied to Computational Fluid Dynamics for Environmental Fluid Mechanics. *Environmental Modelling & Software*, 33, 1–22.
- Bouhadji, L. (2003). Three-dimensional numerical simulation of turbulent flow over spillways. ASL-AQFlow Inc., Sidney, British Columbia, Canada.
- Burnham, J. (2011). Modeling dams with computational fluid dynamics: Past success and new directions. Association of State Dam Safety Officials Annual Conference 2011, Dam Safety 2011, 855-893.
- CDA (1999) Dam safety guidelines. Canadian Dam Association. Edmonton, Alberta.
- Chanel, P.G. (2008). An Evaluation of Computational Fluid Dynamics for Spillway Modeling. Master thesis, University of Manitoba, Winnipeg, Canada.
- Chow, V.T. (1959). Open-channel hydraulics. McGraw-Hill, New York.
- Deshpande, S.S., Anumolu, L., Trujillo, M.F. (2012). Evaluating the performance of the two-phase flow solver interFoam. *Computational Sciences and Discovery*, 5, 1-36.
- Ebner, L., Askelson, S., Thompson, E., Cox, N. (2016). Numerical Modeling of the Spillways for the Dam Raise at Isabella Dam. In B. Crookston & B. Tullis (Eds.), *Hydraulic Structures and Water System Management*. 6th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures, Portland, OR, 27-30 June, 498-507.
- Emad, V. (2014). Evaluating the Performance of Various Convection Schemes on Free Surface Flows by Using Interfoam Solver. Master thesis, Eastern Mediterranean University, Gazimağusa, North Cyprus.

FERC (1991). Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects—Chapter III Gravity Dams. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, Report No. FERC 0119-2, Washington DC, USA.

FERC (2016). Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III: Gravity Dams. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections, Washington D.C., USA.

Ferziger, J.H., Peric, M. (2002). Computational Methods for Fluid Dynamics. Springer-Verlag.

Gacek, J.D. (2007). Numerical simulation of flow through a spillway and diversion structure. Master thesis, McGill University, Montreal, Canada.

Griffith, R.A., Rutherford, J.H., Alavi, A., Moore, D., Groeneveld, J. (2007). Stability review of the Wanapum spillway using CFD analysis. Canadian Dam Association, Bulletin, Fall 2007, 16–26.

Haun, S., Olsen, N. R. B., Feurich, R. (2011). Numerical modeling of flow over trapezoidal broad-crested weir. Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics, 5(3), 397–405.

Hirt, C., Nichols, B., 1981. Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundary, Journal of Computational Physics 39, 201-225.

Ho, H., Boyes, K., Donohoo, S., Cooper, B. (2003). Numerical flow analysis for spillways. Proceedings of 43rd ANCOLD Conference, Hobart, Tasmania, 24-29.

Ho, D.K.H., Bridgette, K.R. (2010). Application of computational fluid dynamics to evaluate performance of spillways in Australia hydraulic. Australian Journal of Civil Engineering, 6(1), 81-104.

ICOLD (1994). Computer software for dams. Validation. Comments and proposals, Bulletin 94. International Commission on Large Dams, Paris.

ICOLD (1995). Dam failures statistical analysis, Bulletin 99. International Commission on Large Dams, Paris.

Jasak, H. (1996). Error Analysis and Estimation for the Finite Volume Method with Applications to Fluid Flows. *PhD Thesis*. Imperial College, London, UK.

Kanyabujinja, P.N. (2015). CFD Modelling of Ogee Spillway Hydraulics and Comparison with Physical Model Tests. Master thesis, Stellenbosch University, South Africa.

Kerman, E., Barany, G.A. (2014). Numerical simulation of flow over spillway based on the CFD method. Sciatica Ironical, Trans. A, 21(1), 91-97.

Kettner F. (2010). Numerical modelling of flow over spillways. Master thesis, NTNU (Norwegian University of Science and Technology).

- Kositgittiwong, D., Chinnarasri, C., Julien, P. Y. (2013). Numerical simulation of flow velocity profiles along a stepped spillway. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E: Journal of Process Mechanical Engineering*, 227(4), 327-35.
- Launder, B.E., Spalding, D.B. (1974). *The Numerical Computation of Turbulent Flow*. Comput. Methods Appl. Mech. Eng., 3, 269-89.
- Leclerc, M., Léger, P. (2016). Computer aided analysis of concrete gravity dams, gated spillways and water intake structures - CADAM3D User Manual, Version 2.4, Polytechnique Montreal, Canada.
- Leclerc, M., Léger, P., Tinawi, R. (2003). Computer aided stability analysis of gravity dams - CADAM, *International Journal Advances in Engineering Software*, 34, 403-420.
- Léger, P., Larivière, R., Palavicini, F., Tinawi, R., (2000). Performance of gated spillways during the 1996 Saguenay flood (Québec, Canada) and evolution of related design criteria. *ICOLD, 20th Congress of Large Dams*, Q.79-R.26, 417-437.
- Léger, P., Tinawi, R., Larivière, R. (1998). "The behaviour of Gravity Dams and Spillways in Extreme Floods: Canadian Experience". *Journal Hydropower and Dams*, 5(3), 73-77.
- Lopes, P.M.B. (2013). Free-surface flow interface and air-entrainment modelling using OpenFOAM. PhD thesis, University of Coimbra, Portugal.
- Margeirsson, B. (2007). Computational Modeling of Flow over a Spillway in Vatnsfellsstífla Dam in Iceland. Master thesis, Chalmers University of technology, Gothenburg, Sweden.
- Menter, F.R. (1993). Zonal two equations $k-\omega$ turbulence models for aerodynamic flows. 24th Fluid Dynamics Conference, Florida, USA, 6–9 July 1993, Paper No. AIAA, 93-2906.
- Naderi Rad, I. (2016). Application of Numerical Methods in Design of Hydraulic Structures. *Communications on Advanced Computational Science with Applications*, 1, 1-15.
- Olsen, N.B.R., Kjellesvig, H. M. (1998). Three-dimensional numerical flow modeling for estimation of spillway capacity. *Journal of the Hydraulic Research IAHR* 36(5), 775-784.
- Olsen, N., Reidar, B. (2012) *Numerical modelling and hydraulics*, third edition, The Norwegian University of Science and Technology.
- OpenCFD Ltd. (2016). *OpenFOAM Userguide*, OpenCFD Ltd., version 4.0.
- Oukid, Y., Libaud, V., Daux, C. (2015). 3D CFD modelling of spillways: Practical feedback on capabilities and challenges. *The International Journal on Hydropower and Dams*, Issue Six.
- Patarroyo, J., Damov, D., Shepherd, D., Hiscock, J. (2015). Hydraulic Design of the Stepped Overflow Spillway of the Muskrat Falls Hydroelectric Development. *Canadian Dam Association Bulletin*, 27(1), 13-25.

- Paxson, G., Crookston, B., Savage, B., Tullis, B., Lux, F. (2008). The Hydraulic Design Toolbox: Theory and Modeling for the Lake Townsend Spillway Replacement Project. Assoc. of State Dam Safety Officials (ASDSO), Indian Wells, CA.
- Rusche, H. (2002). Computational fluid dynamics of dispersed two-phase flows at high phase fractions. PhD thesis, Imperial College London (University of London), UK.
- Savage, B.M., Johnson, M.C., (2001). Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 127(8), 640-649.
- Sinniger, R., Hager, W.H. (1989). *Constructions hydrauliques, écoulements stationnaires. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*, Volume 15. Lausanne: Presse Polytechniques Romandes.
- Sweeney B.P. (2014). Converged stepped spillway models in OpenFOAM. Master thesis, Kansas State University.
- USACE (1970). Hydraulic Design of Spillways. US Army Corps of Engineers. Report EM 1110-2-1603, Washington, D.C.
- USACE (1995). Engineering and design: Gravity dam design. US Army Corps of Engineers. Report EM 1110-2-2000, Washington, D.C.
- USBR (1987). Design of small dams. United States Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.
- Vosoughifar, H., Dolatshah, A., Shokouhi, S., Nezhad, S. (2013). Evaluation of fluid flow over stepped spillways using the finite volume method as a novel approach. *Strojniški vestnik – Journal of Mechanical Engineering*, 59(5), 301-310.
- Weller, H.G. (2002). Derivation, modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations. Technical Report TR/HGW/02, Nabla Ltd.
- Willey, J., Ewing, T., Wark, B., Lesleighter, E. (2012). Complementary Use of Physical and Numerical Modelling Technique in Spillway Design Refinement. ICOLD, 24th Congress of Large Dams, Q. 94 – R. 5, Kyoto, Japan.
- Wilcox, D.C. (1998). Reassessment of the scale-determining equation for advanced turbulence models. *AIAA journal*, 26, 1299 – 1310.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSIONS COMPLÉMENTAIRES

Sur la base des chapitres précédents, des discussions et des résultats complémentaires sont présentés dans ce chapitre.

5.1 Raffinement du maillage sur la crête du déversoir

Malgré l'analyse de convergence du maillage réalisée précédemment, une certaine différence a été rencontrée entre les résultats empiriques de l'USACE (1970) et ceux obtenus avec les modèles numériques développés sur OpenFOAM notamment pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ qui entraîne des pressions négatives sur la crête. En effet, pour ce cas de charge caractérisé par une succion de la nappe, il était difficile de modéliser les pressions négatives au niveau de l'arrondi amont de la crête du déversoir avec le maillage considéré (carrés de 0.1 m). Le but est de comparer les valeurs de la pression normalisée sur la crête avec un maillage plus fin (0.025 m) qui est présenté à la figure 5.1.

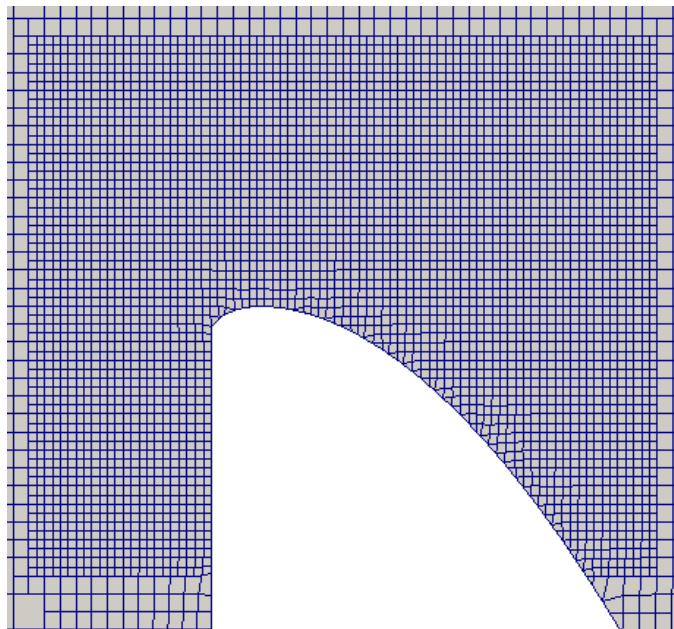


Figure 5.1. Raffinement du maillage (0.025 m) au niveau de la crête du déversoir

Les différents résultats obtenus pour la pression normalisée sur la crête du déversoir avec un maillage composé de carrés de 0.1 m et 0.025 m par rapport aux valeurs de l'USACE (1970) sont

présentés à la figure 5.2. L'écoulement est considéré comme laminaire pour éviter l'influence du choix du modèle de turbulence dans les résultats.

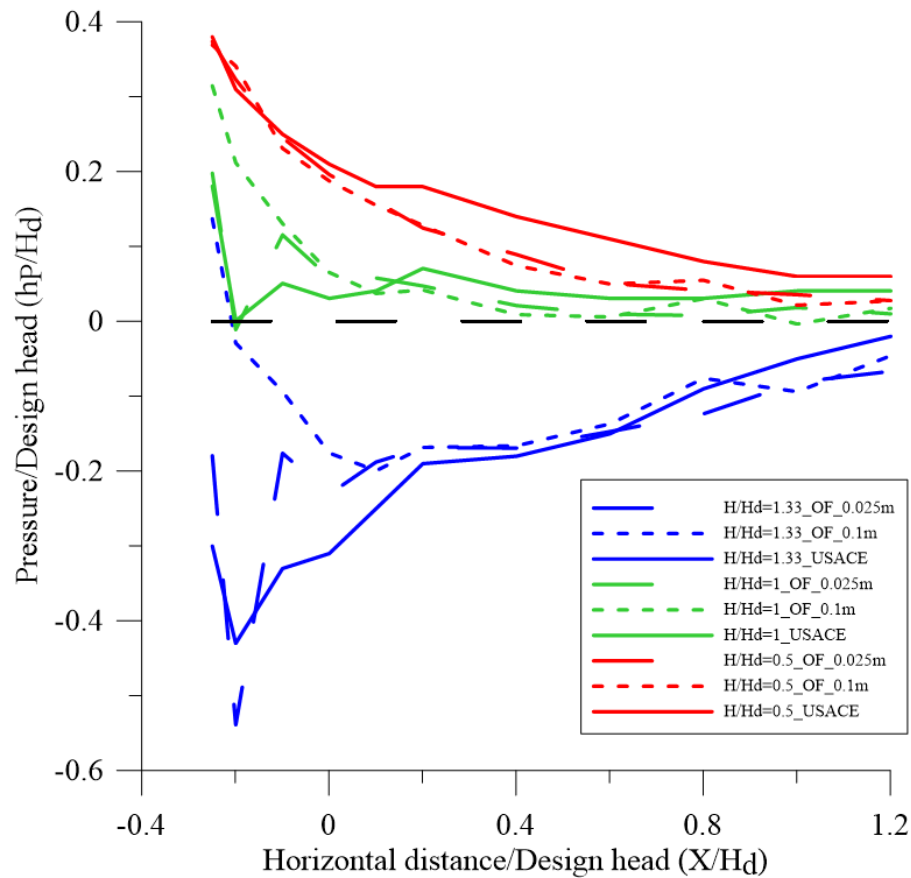


Figure 5.2. Comparaisons de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE et celles des modèles d'OpenFOAM (OF) avec des mailles carrées de côtés 0.025 m et 0.1 m

Avec un raffinement du maillage au niveau de la crête, les résultats obtenus pour les cas de charge $H/H_D=0.5$ et $H/H_D=1$ sont similaires aux valeurs de l'USACE (1970) et à ce qui a pu être obtenu avec un maillage de 0.1 m.

Concernant le cas de charge $H/H_D=1.33$, le raffinement du maillage permet d'obtenir une bonne correspondance entre les pressions négatives obtenues avec la CFD et celles proposées par l'USACE (1970), notamment au niveau de l'arrondi amont de la crête qui est caractérisé par un pic de pression négative.

À partir de l'analyse de convergence du maillage structuré réalisée précédemment, il apparaît qu'un maillage constitué de carrés de 0.1 m de côté est nécessaire pour déterminer numériquement avec précision la résultante des forces s'appliquant sur un ouvrage submergé. Cependant, lorsque la structure possède une géométrie complexe comme le sommet arrondi amont de la crête d'un déversoir, un raffinement supplémentaire (ordre de grandeur de 0.025 m) peut être nécessaire pour pouvoir déterminer avec précision le champ des pressions s'appliquant sur la structure, notamment en cas de succion et de pressions négatives, même si cela influence fortement le temps de calcul. Cette considération supplémentaire n'affecte pas les résultats obtenus précédemment pour les barrages-poids considérés qui possèdent une géométrie simple et des arrêtes rectangulaires vives.

5.2 Vérification des calculs CFD : OpenFOAM vs STAR-CCM+

Dans le but de valider l'utilisation du logiciel OpenFOAM, il apparaît pertinent de réaliser une comparaison entre les résultats obtenus pour la pression normalisée sur la crête d'un déversoir standard, avec un second logiciel de CFD ayant déjà fait ses preuves. Il faut noter que l'ICOLD (1994) présente l'ensemble des éléments à prendre en compte lors de la validation d'un logiciel de calcul pour les barrages.

L'objectif est donc de réaliser des modélisations similaires avec un autre logiciel de CFD et de comparer les résultats obtenus. Le logiciel commercial STAR-CCM+ apparaît comme approprié du fait qu'il soit considéré comme une référence dans le domaine de la CFD et qu'il soit utilisé dans de nombreuses industries. Il est notamment utilisé pour la conception aéronautique par la compagnie Pratt & Whitney Canada.

5.2.1 Présentation de STAR-CCM+

Le logiciel STAR-CCM+ (*Simulation of Turbulent flow in Arbitrary Regions Computational Continuum Mechanics*) est un logiciel commercial qui a été développé par la compagnie CD-adapco en 2004 et apparaît comme un outil puissant dans de nombreuses industries. Comme la plupart des logiciels commerciaux de CFD, STAR-CCM+ utilise la méthode des volumes finis.

Spence (2014) résume l'ensemble des méthodes numériques utilisées dans STAR-CCM+ pour la réalisation de modèles multiphasiques.

Ce logiciel a l'avantage par rapport à d'autres logiciels de CFD de réaliser des simulations rapidement et efficacement car il est construit avec une architecture client-serveur et d'être directement intégré avec les fonctions suivantes :

1. Définition de géométries complexes par CAO (Conception Assistée par Ordinateur),
2. Génération du maillage facilitée par de nombreux outils,
3. Analyse des résultats avec plusieurs outils de post-traitement.

De plus, STAR-CCM+ possède l'avantage d'avoir une interface facile d'utilisation avec un arbre d'objets présentant tous les éléments nécessaires à la réalisation de simulations. Cependant, comme la plupart des logiciels commerciaux, STAR-CCM+ fonctionne comme une boîte noire, ce qui peut entraîner des erreurs ne pouvant être identifiées par l'utilisateur.

5.2.2 Comparaison OpenFOAM vs STAR-CCM+

Afin d'obtenir une validation des résultats obtenus avec le logiciel OpenFOAM, les modélisations numériques de la submersion sur un déversoir standard pour les trois cas de charges précédemment étudiés ($H/H_D=0.5$, $H/H_D=1$ et $H/H_D=1.33$) sont réalisées à nouveau mais avec le logiciel STAR-CCM+.

Les choix et hypothèses nécessaires à la réalisation des modèles CFD doivent être identiques pour les deux logiciels considérés afin d'obtenir des résultats comparables. Ainsi, l'écoulement est considéré comme laminaire pour garder un temps de calcul raisonnable et un maillage composé de carrés de 0.025 m est utilisé comme précédemment.

Les figures 5.3, 5.4 et 5.5 représentent les modèles obtenus pour la représentation de la surface libre avec OpenFOAM et STAR-CCM+ pour les trois cas de charge étudiés.

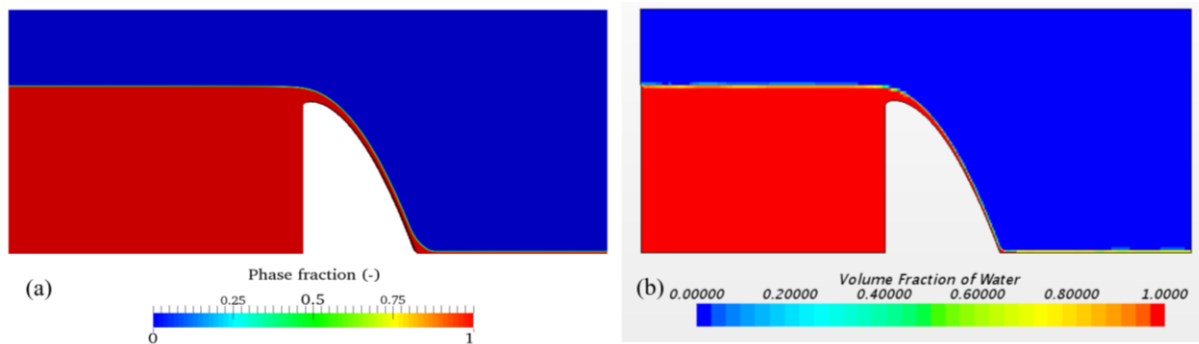


Figure 5.3. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=0.5$

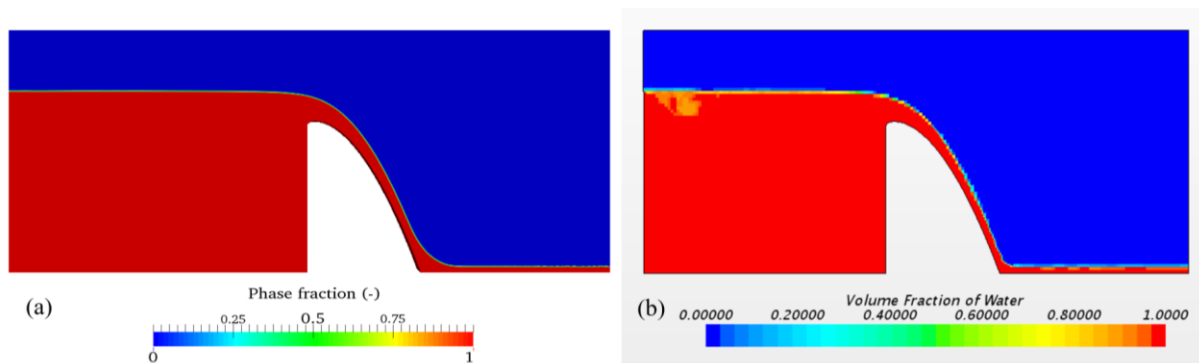


Figure 5.4. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=1$

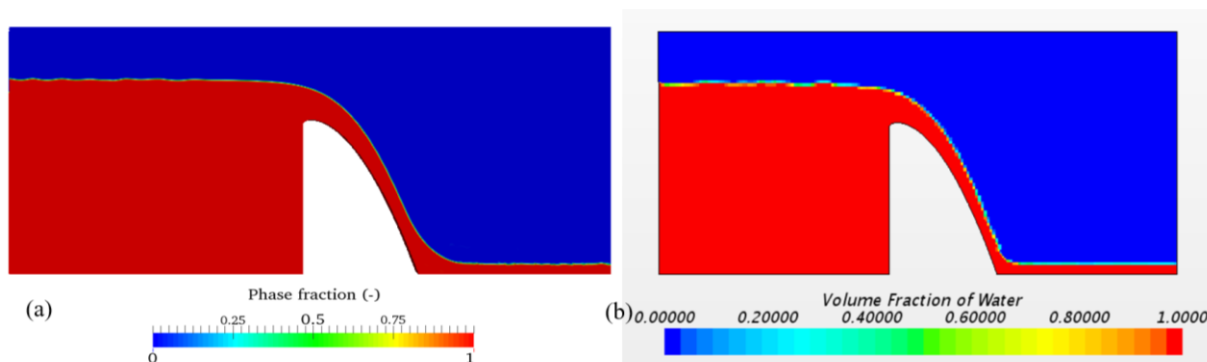


Figure 5.5. Modélisation de la surface libre avec (a) OpenFOAM et (b) STAR-CCM+ pour le cas de charge $H/H_D=1.33$

Les résultats pour la position de la surface libre sont similaires entre OpenFOAM et STAR-CCM+ et ne varient que de quelques pourcents par rapport aux valeurs fournies par l'USACE (1970) pour les trois cas de charge étudiés.

Les différents résultats obtenus pour la pression normalisée sur la crête du déversoir avec les logiciels OpenFOAM et STAR-CCM+ par rapport aux valeurs de l'USACE (1970) sont résumés à la figure 5.6.

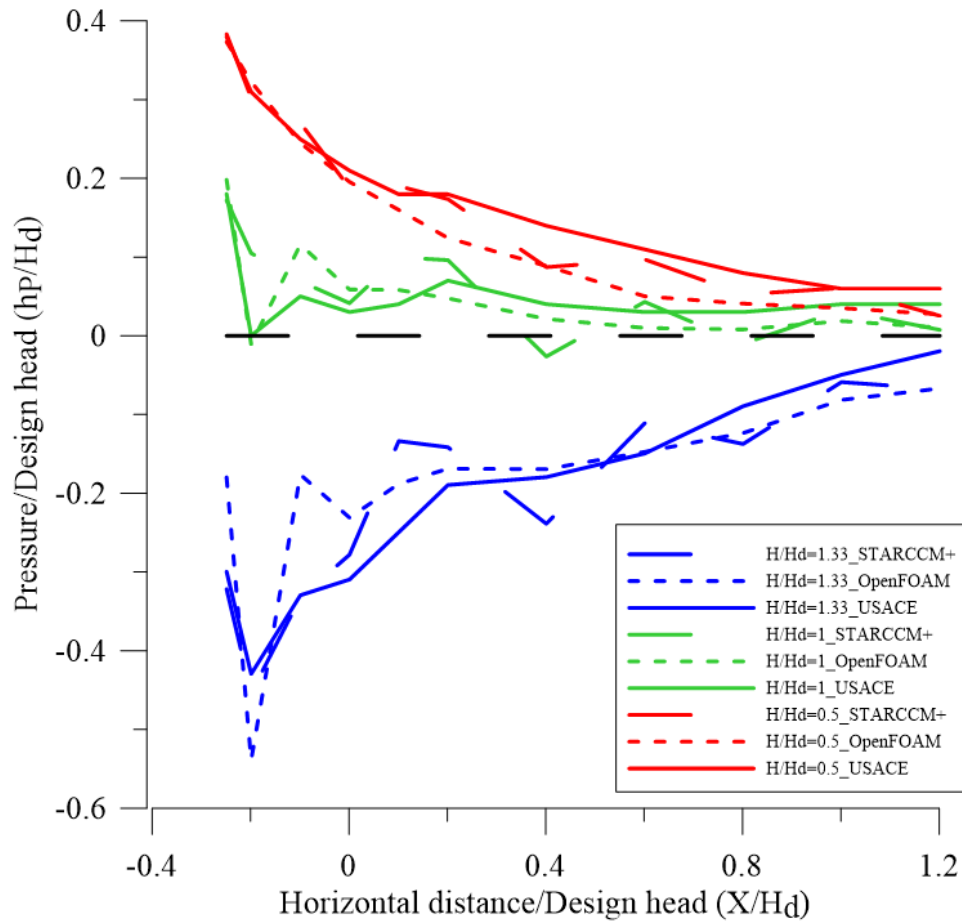


Figure 5.6. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles des modèles d'OpenFOAM et de STAR-CCM+ avec des mailles carrées de 0.025 m de côté

Il apparaît que les écarts rencontrés avec OpenFOAM sont similaires à ceux rencontrés avec STAR-CCM+ par rapport aux valeurs de l'USACE (1970) pour les trois cas de charge étudiés. Les modèles développés avec STAR-CCM+ semblent donc valider ceux qui ont été réalisés avec OpenFOAM pour prédire la pression agissante sur un ouvrage submergé.

5.3 Comparaison de différents modèles de turbulence

Les changements complexes et désordonnés de pression et de vitesse dans le temps et dans l'espace lors de l'écoulement à surface libre de l'eau sur un ouvrage nécessitent la prise en compte de la turbulence dans le modèle. En effet, même si les vitesses d'écoulement en entrée restent relativement faibles, l'accélération sur le parement aval de l'ouvrage et le ressaut hydraulique susceptible de se créer à l'aval de la structure semble encourager la considération de la turbulence dans les modèles.

La méthode RANS est la plus intéressante en termes de temps de calcul, ce qui est un élément primordial pour les calculs de CFD. Cela nécessite donc la définition d'un modèle de turbulence.

OpenFOAM donne la possibilité d'utiliser un grand nombre de modèles de turbulence. Les différents modèles applicables à des fluides incompressibles sont présentés à la figure 5.7.

RAS turbulence models for incompressible fluids — incompressibleRASModels	
laminar	Dummy turbulence model for laminar flow
kEpsilon	Standard high- Re $k - \varepsilon$ model
kOmega	Standard high- Re $k - \omega$ model
kOmegaSST	$k - \omega$ -SST model
RNGkEpsilon	RNG $k - \varepsilon$ model
NonlinearKEShih	Non-linear Shih $k - \varepsilon$ model
LienCubicKE	Lien cubic $k - \varepsilon$ model
qZeta	$q - \zeta$ model
kkLOmega	Low Reynolds-number k-kl-omega turbulence model for incompressible flows
LaunderSharmaKE	Launder-Sharma low- Re $k - \varepsilon$ model
LamBremhorstKE	Lam-Bremhorst low- Re $k - \varepsilon$ model
LienCubicKELowRe	Lien cubic low- Re $k - \varepsilon$ model
LienLeschzinerLowRe	Lien-Leschziner low- Re $k - \varepsilon$ model
LRR	Launder-Reece-Rodi RSTM
LaunderGibsonRSTM	Launder-Gibson RSTM with wall-reflection terms
realizableKE	Realizable $k - \varepsilon$ model
SpalartAllmaras	Spalart-Allmaras 1-eqn mixing-length model

Figure 5.7. Modèles de turbulence utilisables sur OpenFOAM pour des fluides incompressibles
(OpenCFD Ltd. 2016)

Parmi le grand nombre de possibilités offert par OpenFOAM, les modèles kEpsilon, kOmegaSST et LaunderSharmaKE sont les modèles généralement utilisés.

Ils ont l'avantage d'être faciles à mettre en place et de ne pas nécessiter un temps de calcul trop important. Par exemple, le modèle de turbulence *realizableKE* est trop coûteux en temps de calcul pour pouvoir être considéré comme un modèle intéressant.

Le but est donc de comparer les résultats obtenus avec les modèles de turbulence *kEpsilon*, *kOmegaSST* et *LaunderSharmaKE* ainsi qu'en considérant l'écoulement laminaire. On étudiera tout d'abord la pression sur la crête puis la pression à l'aval où le modèle de turbulence joue un rôle important pour la pression exercée sur un déversoir standard. L'USACE (1970) fournit notamment des valeurs empiriques pour la pression normalisée sur la crête d'un déversoir, il sera possible de conclure sur la validité des différents modèles de turbulence pour la détermination des pressions agissantes sur un ouvrage submergé. Un maillage composé de carrés de 0.025 m est utilisé dans chaque cas comme précédemment.

Les différents résultats obtenus pour la pression normalisée sur la crête du déversoir avec les différents modèles de turbulence par rapport aux valeurs de l'USACE sont résumés dans les figures 5.8, 5.9 et 5.10.

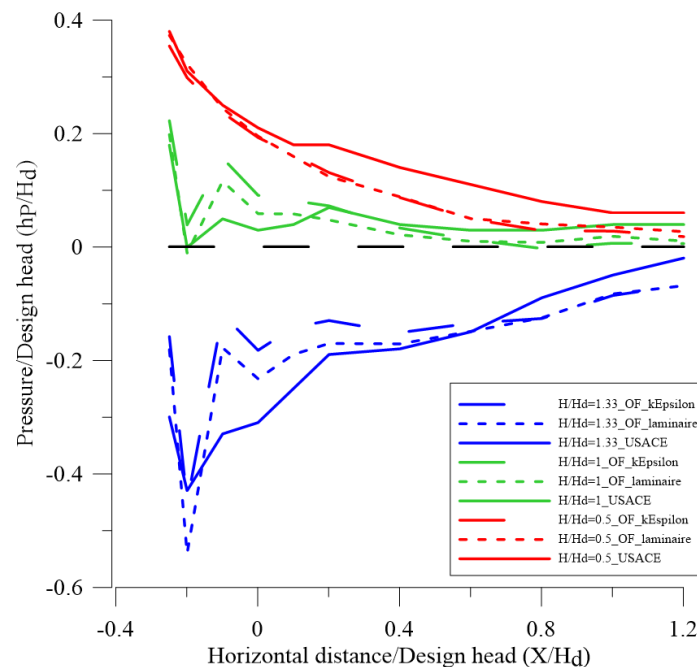


Figure 5.8. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence *kEpsilon* avec des mailles carrées de 0.025 m de côté

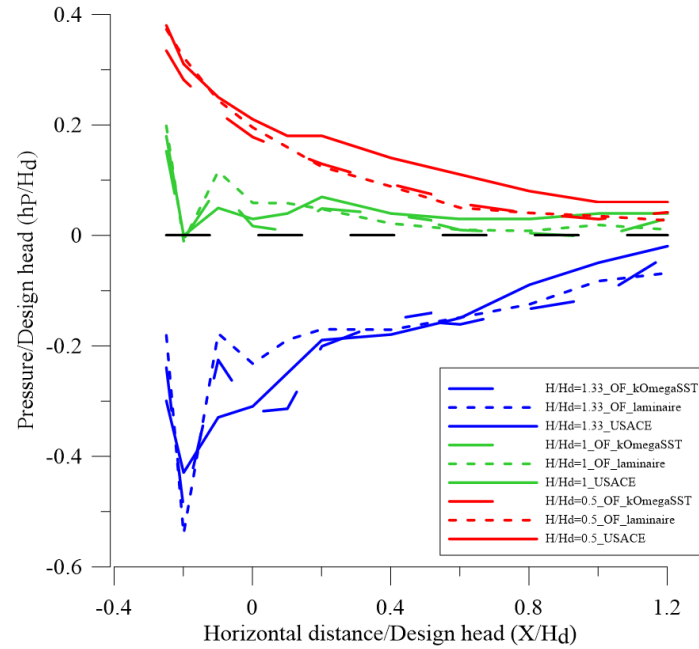


Figure 5.9. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence kOmegaSST avec des mailles carrées de 0.025 m de côté

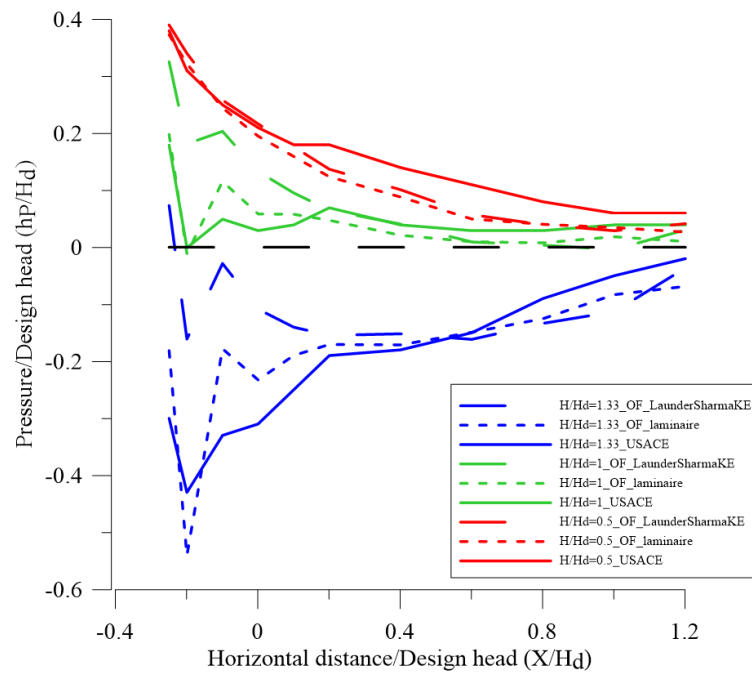


Figure 5.10. Comparaison de la pression normalisée sur la crête d'un déversoir entre les valeurs de l'USACE (1970) et celles obtenues avec OpenFOAM considérant un écoulement laminaire et le modèle de turbulence LaunderSharmaKE avec des mailles carrées de 0.025 m de côté

Un bon accord est rencontré entre les valeurs de la pression normalisée sur la crête avec l'utilisation des modèles de turbulence kEpsilon et kOmegaSST par rapport aux valeurs de l'USACE (1970). Les modèles de turbulence kEpsilon et kOmegaSST semblent donc être appropriés pour déterminer la pression agissante sur la crête d'un déversoir pour les différents cas de charge étudiés. Cependant, avec l'utilisation du modèle de turbulence LaunderSharmaKE, des différences sont rencontrées par rapport aux valeurs de l'USACE (1970) notamment pour les cas de charge $H/H_D=1$ et $H/H_D=1.33$. Cela met en lumière les limites de ce modèle de turbulence à modéliser les pressions quasiment nulles ou négatives au niveau de l'arrondi amont de la crête du déversoir, pour les conditions utilisées dans cette étude.

En plus de l'étude de la pression sur la crête du déversoir, il apparaît pertinent de comparer les résultats obtenus pour les pressions agissantes sur l'ensemble du déversoir en fonction du modèle de turbulence. Ainsi, les figures 5.11 à 5.14 représentent les pressions appliquées sur l'ensemble du déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ respectivement en considérant que l'écoulement est laminaire, le modèle de turbulence kEpsilon, kOmegaSST et LaunderSharmaKE.

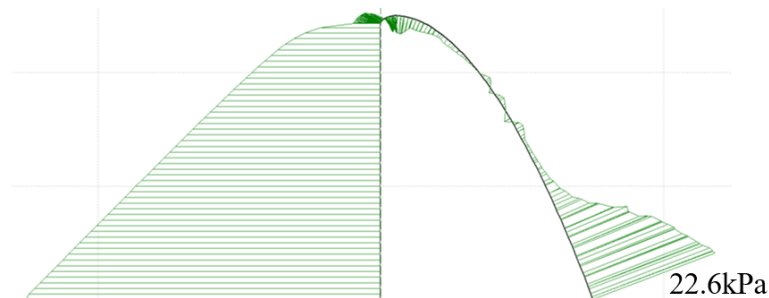


Figure 5.11. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant l'écoulement comme laminaire

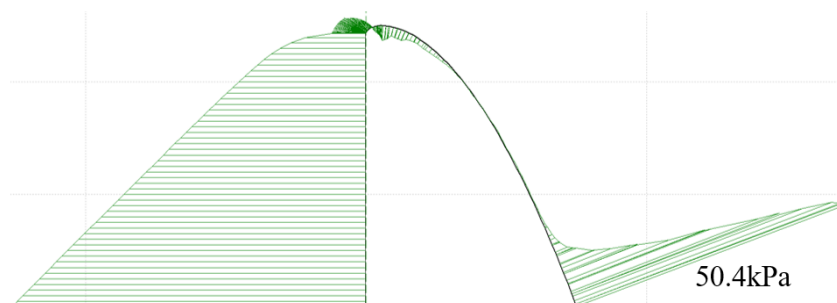


Figure 5.12. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence kEpsilon

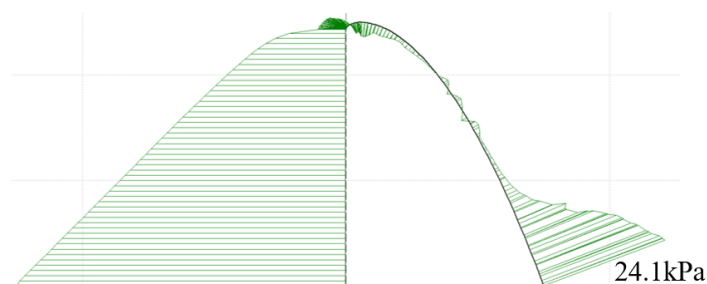


Figure 5.13. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence $k\Omega$ SST

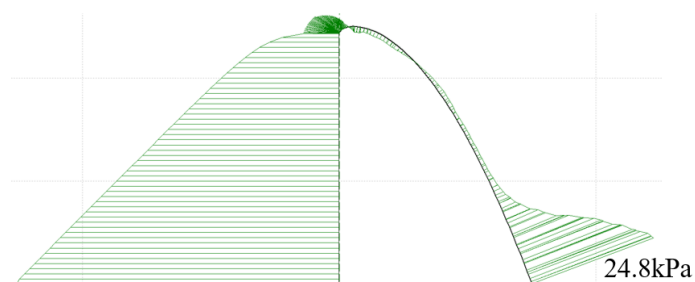


Figure 5.14. Pressions obtenues avec OpenFOAM agissantes sur le déversoir pour le cas de charge $H/H_D=1.33$ considérant le modèle de turbulence LaunderSharmaKE

Tout d'abord, la bonne corrélation qui a déjà été démontrée entre les valeurs empiriques et les modèles basés sur une considération laminaire de l'écoulement ; ainsi que les relatives faibles vitesses d'écoulement sur le parement aval et l'absence de ressaut hydraulique, permettent de considérer le cas laminaire comme cas de référence pour cette étude. Ainsi, les résultats obtenus étant très similaires pour les cas où l'écoulement est considéré comme laminaire et lorsque les modèles de turbulence $k\Omega$ SST et LaunderSharmaKE sont considérés, ces derniers apparaissent adéquats pour déterminer la forme d'ensemble des pressions agissantes sur un déversoir. Cependant, il faut noter que le modèle de turbulence LaunderSharmaKE semble surestimer la pression au niveau de l'arrondi amont de la crête du déversoir, ce qui correspond bien à la remarque réalisée précédemment. De plus, le modèle de turbulence $k\epsilon$ semble surestimer la pression au niveau du pied aval du déversoir en raison du fort gradient de pression au niveau de cette discontinuité géométrique, pour les conditions utilisées dans cette étude.

Finalement, le modèle de turbulence $k\Omega$ SST semble bien le plus adapté pour modéliser aussi bien les pressions dans une petite zone à géométrie complexe avec précision que les pressions appliquées sur l'ensemble de l'ouvrage notamment au niveau de discontinuités géométriques.

5.4 Aération latérale de la nappe : modèle 3D

La nécessité d'utiliser des modèles 3D a déjà été démontrée pour permettre une aération latérale de la nappe d'eau par rapport à la structure et ainsi permettre à l'air de s'insérer entre la structure et la nappe et d'obtenir une trajectoire plus réaliste pour la nappe.

Pour permettre cette aération latérale de la nappe d'eau, plusieurs possibilités peuvent être envisagées. Par exemple, il est possible d'insérer des piliers verticaux sur la crête du barrage modélisé afin que l'air puisse séparer l'écoulement de la structure après ces piliers mais cela ne permet pas d'aération latérale de la nappe au niveau de l'arrêt vive du côté amont de la structure. Cette possibilité peut être intéressante pour les cas où aucune séparation de l'écoulement avec la structure n'est attendu au niveau de l'arrêt amont de la structure.

Il peut aussi être adéquat de modéliser des murs relativement fins au niveau de la crête de l'ouvrage dans la continuité du parement amont afin de permettre une aération dès la partie amont de la crête. Cette possibilité a déjà été utilisée pour l'étude de l'écoulement sur un déversoir à paroi mince dans les travaux de Page et Gaucher (2014) comme cela est présenté dans la figure 5.15.

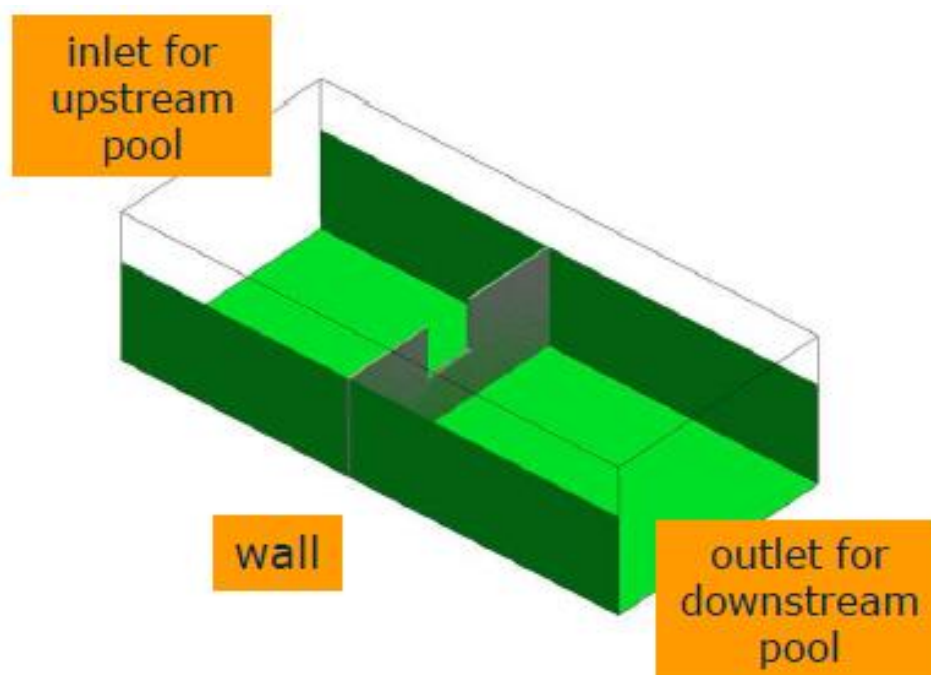


Figure 5.15. Modélisation de murs latéraux au niveau d'un déversoir à paroi mince afin d'obtenir une aération latérale de la nappe (Page et Gaucher 2014)

Il semble préférable de se baser sur cette option pour permettre une aération de la nappe dès le début amont de la crête de l'ouvrage. Or sur la base de cette option et dans le but de diminuer le maillage et le temps de calcul nécessaires, il peut alors être intéressant de considérer directement un canal à l'amont de largeur inférieure à la structure qui prend fin au niveau de la crête amont de l'ouvrage.

Les dimensions dans le sens de la largeur des modèles sont représentées dans la figure 5.16 correspondant à une vue de dessus d'un des modèles CFD développés pour les études en 3D.



Figure 5.16. Vue de dessus du domaine utilisé pour permettre une aération de la nappe

Malgré l'avantage de cette considération en 3D, il faut noter que cela peut avoir une influence sur les modèles CFD réalisés :

1. L'écoulement a tendance à s'évaser à partir de l'élargissement du modèle au niveau de la crête amont de l'ouvrage, entraînant ainsi une diminution de la hauteur de la nappe d'eau sur la structure. Cependant, ce phénomène reste limité en raison des faibles longueurs des crêtes des ouvrages étudiés. De plus, cet effet tridimensionnel est minimisé si les résultats utilisés pour l'étude de la stabilité structurale sont considérés au niveau au centre du canal.
2. Un « effet de pilier » peut être rencontré en raison de la géométrie utilisée pour définir le domaine des modèles, ce qui correspond à une élévation du niveau supérieur de la nappe d'eau au niveau de la zone de la transition de la géométrie dans le sens de la largeur. Avec une puissance de calcul supérieure, il serait préférable d'augmenter significativement les dimensions dans le sens de la largeur du modèle pour minimiser cet effet de pilier.

Cependant l'aération latérale de la nappe restant un enjeu majeur pour les modélisations, il reste préférable de favoriser des modélisations permettant une aération latérale de la nappe. Pour cela, il faut donc s'assurer d'avoir une puissance de calcul importante pour pouvoir réaliser des modèles 3D de largeur importante pour pouvoir éviter certains phénomènes liés à la réalisation de modèles 3D.

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre présente une discussion critique de l'évaluation de la stabilité structurale d'ouvrages poids basée sur la CFD. À partir des résultats de ce projet, le but est de mettre en évidence les apports de la CFD mais aussi ses limites, notamment concernant l'évaluation de la stabilité structurale et sur les incertitudes inhérentes à cette méthode.

6.1 Apports pour les propriétaires d'ouvrages

La méthode développée dans ce projet se base sur la réalisation de modèles numériques CFD pour modéliser la submersion d'ouvrages poids et ainsi obtenir le champ de pression qui s'applique sur l'ouvrage pour une charge hydraulique donnée. Il est possible par la suite d'effectuer une évaluation de la stabilité structurale avec ce champ de pression CFD. Du point de vue des propriétaires d'ouvrages, cette méthode permet de mieux estimer la cote maximale que peut atteindre la retenue sans rupture de l'ouvrage lors de la submersion en cas de crue extrême. Cela permet alors de mettre en place des cotes d'alerte et d'alarme plus précises dans le but de réduire la probabilité de pertes de vies à l'aval de la structure. Grâce à ces informations supplémentaires, il est aussi possible d'envisager d'améliorer la gestion de l'accès au site et la disponibilité du personnel en fonction des données sur les crues à venir. Cette méthode peut aussi permettre de déterminer si les ouvrages existants susceptibles d'être submergés lors d'une crue extrême doivent nécessiter une réhabilitation afin d'être capable de résister aux conditions liées à cette crue.

6.2 Considérations sur les méthodes d'évaluation de la stabilité

La méthode développée dans ce projet se base seulement sur la méthode de gravité pour réaliser l'analyse de stabilité structurale des ouvrages poids à partir du logiciel CADAM3D. Cependant, il est possible d'envisager d'autres méthodes afin d'évaluer la sécurité structurale de ces ouvrages.

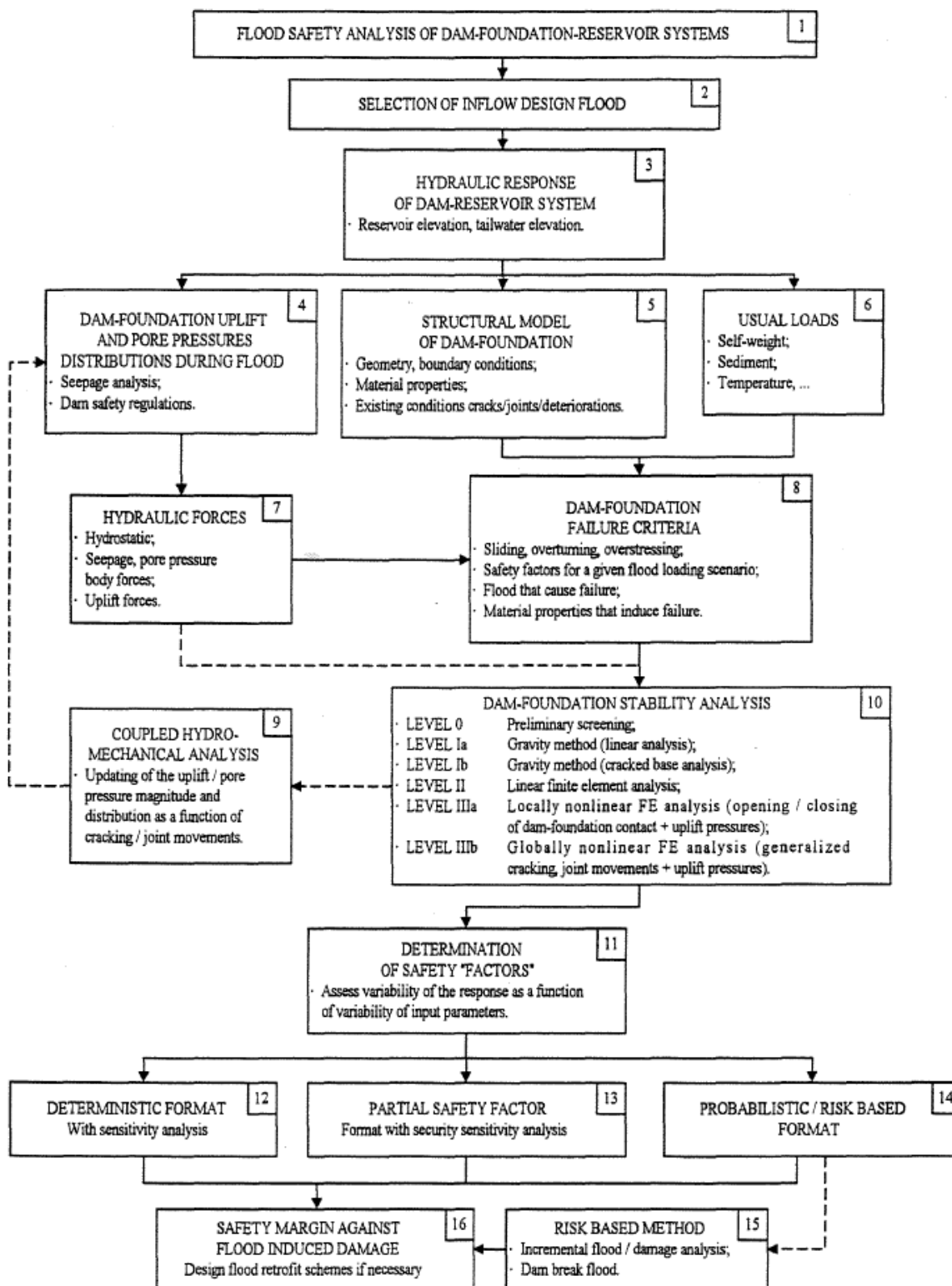


Figure 6.1. Approche progressive pour l'analyse de la stabilité structurale au cas de crue des barrages-poids (Léger et al. (1996)

Il est en effet possible d'envisager tout d'abord une analyse par éléments finis linéaires qui permet d'estimer la fissuration du béton en se basant sur un critère de contrainte admissible du matériau. Cependant, cette méthode fait apparaître des singularités (solution non entièrement définie) près de la pointe d'une fissure ou d'une discontinuité géométrique. Les contraintes tendent notamment vers l'infini si l'hypothèse d'un comportement élastique est faite. Il faut noter que cette analyse ne considère pas les modifications de sous-pressions dans les fissures. De plus, il est aussi possible de penser à une analyse par éléments finis non-linéaires. Cette méthode vise à déterminer le comportement réel non linéaire du béton en termes de contraintes et de déplacements. Elle permet aussi de représenter la fissuration du béton à l'aide de différents modèles de comportement du béton (« pas de tension », élasto-fragile, adoucissant en traction ou plastique). Les modifications des sous-pressions dues aux fissurations peuvent être considérées avec cette méthode. Il est alors possible de déterminer les modes de défaillance plus rigoureusement. Ces méthodes d'éléments finis permettent aussi d'examiner des géométries et des sollicitations complexes. Ces différentes méthodes d'analyse de stabilité font parties d'une approche progressive qui vise à améliorer l'analyse de la stabilité structurale dans le cas des crues affectant les barrages-poids. Ainsi dans une optique de rigueur, il est préférable de suivre cette approche progressive qui est présentée à la figure 6.1.

6.3 Considérations sur les mécanismes de défaillance

De plus, une bonne identification et étude des différents mécanismes pouvant entraîner la défaillance de l'ouvrage est primordiale pour prendre des dispositions adéquates pour assurer la stabilité en cas de crue. Or la méthode développée dans ce projet se concentre seulement sur certains mécanismes de défaillances. L'analyse réalisée ne prend pas en compte l'érosion de la fondation et l'affouillement à l'aval du barrage qui peut entraîner l'exposition des plans de glissement des blocs de fondation. En effet, malgré la relative bonne résistance de la fondation rocheuse qui caractérise les ouvrages poids, cette dernière se limite à une période de temps et une vitesse d'écoulement donnée. Ainsi, un affouillement de la fondation à l'aval de l'ouvrage est possible avec la perte de blocs lors de la submersion, selon les caractéristiques des fissures et discontinuités présentes dans la roche de fondation. L'espacement, l'orientation, l'ouverture, et la continuité des fissures et des discontinuités dans la roche conditionnent le potentiel d'érosion de la

fondation d'un barrage. L'érosion et la perte de blocs peuvent être provoquées par différents facteurs comme les vitesses d'écoulement élevées, les fluctuations des sous-pressions liées aux variations de niveaux d'eau amont et aval, les fluctuations des pressions hydrodynamiques entraînant la vibration du système barrage et fondation et l'abrasion par les solides présents dans l'écoulement. L'érosion du pied aval de la fondation peut augmenter les contraintes dans la structure et exposer les plans de glissement de la fondation, remettant en cause la stabilité structurale de l'ouvrage. Le barrage est alors plus sujet au glissement et au renversement. Il apparaît donc important de ne pas négliger ce facteur.

6.4 Incertitudes à plusieurs niveaux

Lors de ce projet, plusieurs incertitudes restent inhérentes à la méthodologie proposée et il est important de les identifier. Les principales incertitudes sont les suivantes :

1. Incertitudes sur les données hydrologiques : la méthode développée peut permettre de déterminer si un ouvrage est susceptible de résister aux crues extrêmes qui ont été préalablement définies grâce à des méthodes historiques, probabilistes ou stochastiques. Ces méthodes de prévisions hydrologiques visent à limiter les incertitudes concernant les possibles crues à venir sans pouvoir les supprimer totalement.
2. Incertitudes concernant la CFD : malgré la volonté de réduire les erreurs liées à la CFD par validation à travers plusieurs études, des erreurs numériques sont toujours inhérentes à tout modèle CFD. Ce sont ces incertitudes qui empêchent à la CFD de se substituer complètement aux modèles physiques (Willey et al. 2012).
3. Incertitudes sur les débris flottants : la présence de débris flottant n'est pas prise en compte dans la méthodologie développée. Cependant les débris sont susceptibles d'être bloqués au niveau de la crête du barrage ou du déversoir entraînant une force supplémentaire à considérer dans l'analyse de stabilité.
4. Incertitudes sur les caractéristiques de résistance : les paramètres concernant la résistance à la traction, la cohésion de pointe ou résiduelle et le coefficient de friction de pointe ou résiduel sont basés sur la littérature dans le présent projet. Une analyse plus fine pourrait

bénéficier d'une analyse probabiliste afin de considérer explicitement les incertitudes liées à ces paramètres.

5. Incertitudes sur les sous-pressions : la CFD permet de déterminer le champ de pression qui s'applique sur un ouvrage submergé mais pas les sous-pressions qui correspondent à cette charge hydraulique. Dans ce projet, les sous-pressions ont été supposées varier linéairement entre la pleine charge à l'amont et à l'aval sans considération de drainage. Il faut donc noter que la considération d'un système de drainage peut influencer fortement les résultats obtenus pour l'analyse de la stabilité structurale.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de maîtrise a consisté à développer une méthodologie utilisant la dynamique numérique des fluides (*Computational Fluid Dynamics* - CFD) pour modéliser la submersion d'ouvrages poids en cas de crue extrêmes. Il s'agit d'obtenir le champ de pression CFD qui s'applique sur l'ouvrage afin de réaliser une analyse de stabilité structurale par la méthode de gravité à l'aide du logiciel CADAM3D. Les conclusions de ce projet sont essentiellement celles qui apparaissent dans l'article scientifique du chapitre 4 :

1. La revue de la littérature concernant la submersion des barrages-poids a permis de révéler qu'environ un quart des ruptures de barrages-poids rencontrées dans le monde sont liées à la submersion. Les différentes causes ainsi que les conséquences de la submersion de ces ouvrages ont été présentées, mettant en évidence la vulnérabilité des barrages-poids vis-à-vis de la submersion et l'importance d'une bonne gestion de cette menace.
2. La présentation des recommandations des différentes lignes directrices concernant les forces hydrauliques à considérer lors d'une analyse de stabilité de barrages-poids a permis de montrer certaines limites. Ces limites concernent notamment la détermination de la force verticale, F_v , correspondant au poids de la nappe appliquée sur la crête de l'ouvrage submergé. Celle-ci est généralement négligée par les lignes directrices pour rester du côté de la sécurité. Cependant FERC (1991) propose une règle du pouce pour estimer, F_v , qui n'a pas été validée empiriquement ou numériquement. Par ailleurs, la force agissante sur le parement aval de la structure est également simplifiée et minimisée en raison de la complexité des effets hydrodynamiques qui peuvent être rencontrés. La revue critique de la littérature a donc démontré la nécessité de développer de nouvelles approches pour quantifier les forces agissantes sur les barrages-poids submergés dans le but d'améliorer l'analyse de stabilité structurale en cas de crue.
3. La CFD permet de déterminer numériquement les pressions agissantes sur une structure submergée. Cependant il est primordial d'accorder une attention particulière sur les conditions limites, la taille du maillage et le modèle de turbulence.

4. La modélisation 2D de différents cas de charge sur un déversoir standard a montré la capacité de la CFD à prédire efficacement les trajectoires l'écoulement de la nappe d'eau sur les structures submergées ainsi que les pressions hydrodynamiques associées. Une analyse de convergence du maillage a montré la nécessité d'utiliser un maillage structuré de cellules carrées de 0.1m de côté pour obtenir la convergence des résultats pour les résultantes des forces horizontales et verticales agissantes sur l'ensemble de la structure submergée. De plus, l'utilisation du modèle de turbulence $k-\omega$ SST apparaît adéquat pour ce type de modélisation en raison de la bonne corrélation entre les résultats CFD et les résultats empiriques de l'USACE (1970). La différence entre les valeurs numérique et empiriques n'a pas dépassé quelques pourcents pour les coordonnées de la nappe supérieure. La distribution et l'intensité des pressions normalisées sur la crête ont également donné un bon accord avec les valeurs empiriques. Il est cependant possible de noter qu'un raffinement supplémentaire du maillage est nécessaire pour capter la bonne intensité des pressions négatives lorsque la géométrie de la structure est complexe ou arrondie.
5. Les modélisations 2D ainsi que 3D de différentes hauteurs de submersion pour différentes longueurs de sections rectangulaires faisant analogie à la crête rectangulaire d'un barrage-poids ont démontré la nécessité d'utiliser des modélisations 3D pour permettre une aération latérale de la nappe d'eau. L'entraînement de l'air entre la nappe d'eau et la structure permet d'obtenir des trajectoires de nappe réalistes. Ces modèles CFD ont permis aussi d'avoir un regard critique sur la règle empirique proposée par FERC (1991) pour estimer le poids de la nappe d'eau, F_v , sur la crête des barrages-poids. Cette règle du pouce suggère d'appliquer une pression verticale sur la crête correspondant à la hauteur de submersion à l'arrête l'aval et la moitié de cette valeur à l'amont. La résultante F_v est alors surestimée de 40% à 60% par rapport aux valeurs obtenues avec l'utilisation de la CFD. Il a été alors possible de proposer une amélioration pour estimer, F_v . Celle-ci correspond à une distribution trapézoïdale de la pression variant de 60% de la hauteur de submersion au niveau de l'arrête amont jusqu'à 30% de cette valeur au niveau de l'arrête aval de la crête du barrage-poids.
6. La submersion de trois barrages-poids de sections typiques (de 7.62m, 18.3m et 35 m de hauteur) a été étudiée par CFD pour différentes conditions hydrauliques amont et aval. L'estimation classique de la force horizontale agissante sur le parement amont des barrages-poids qui utilise une représentation trapézoïdale des pressions hydrostatiques a montré un

excellent accord avec les résultats des modèles CFD. De plus, la conclusion précédente concernant la proposition de FERC (1991) pour l'estimation de la force verticale, F_v , sur la crête a été confirmée avec une surestimation moyenne de 50% de cette force par rapport à la CFD. Finalement, la force agissante sur le parement aval est largement sous-estimée par les différentes lignes directrices que ce soit en réduisant à 60% la hauteur d'eau attendue à l'aval ou même en considérant 100% de la hauteur d'eau aval, notamment en raison de la force exercée par la nappe d'eau s'écoulant tout le long du parement aval.

7. Les champs de pression obtenus à partir des modèles CFD ont permis de réaliser des études de stabilité pour trois barrages types de différentes hauteurs (7.62m, 18.3m et 35 m) et pour différents cas de charge. Les résultats obtenus pour le facteur de sécurité au glissement (FSG) basés sur les pressions CFD ont été comparés à ceux provenant d'études classiques de stabilité structurale basée sur les lignes directrices en vigueur. La négligence de la force verticale sur la crête, F_v , sous-estime significativement le FSG pour les petits barrages ($H = 7.62\text{m}$) conduisant dans certains cas à des structures instables alors que l'utilisation de la CFD indique des barrages stables. Cependant, cette sous-estimation est moins importante pour les barrages de taille moyenne et de grande taille ($H = 18.3\text{m}$ et 35 m) en raison de la réduction de l'influence de la force de la crête verticale dans l'analyse de stabilité. La prise en compte de la force verticale sur la crête selon la règle empirique de FERC (1991) surestime légèrement le FSG à l'interface barrage-fondation pour les petits barrages. Cependant, pour les barrages de taille moyenne et grande ($H = 18.3\text{m}$ et 35 m), les FSG ne sont pas surestimés par les lignes directrices en vigueur en raison de la compensation entre la forte sous-estimation de la force stabilisatrice sur le parement aval par rapport à la surestimation de la force verticale sur la crête. L'utilisation de l'approche simplifiée développée durant ce projet pour estimer le poids de l'eau sur la crête a conduit à une bonne estimation des différents FSG pour les différents barrages avec une évaluation précise du poids vertical de la nappe sur la crête des ouvrages submergés par rapport à l'utilisation de CFD. Mais l'utilisation de cette approche a surtout permis l'estimation précise du poids de la nappe sur la crête qui est nécessaire pour évaluer la stabilité au niveau de tous les joints de reprises de bétonnage sur la hauteur de l'ouvrage.

8. La modélisation CFD 3D de la submersion d'un barrage-poids de 28.84 m avec une section complexe pour des conditions hydrauliques susceptibles de se produire durant son exploitation a permis de réaliser une analyse de stabilité basée sur le champ de pression provenant de la CFD. Cette analyse a conduit à un FSG de 1.35 (barrage stable) alors que les valeurs sont 0.82 (instable) et de 1.30 (stable) en utilisant respectivement 60% ou 100% de la hauteur d'eau aval attendue. Cette étude a montré que pour les conditions hydrauliques rencontrées, notamment avec un niveau d'eau aval élevé, il est opportun de considérer 100% de la hauteur d'eau aval. Les résultats sont alors en accord avec ceux de la CFD. L'utilisation du champ de pression CFD pour l'analyse de la stabilité structurale apparaît comme un outil puissant pour évaluer avec confiance la stabilité des barrages-poids de sections et de conditions d'écoulement complexes.
9. La modélisation CFD 3D de la submersion d'un déversoir de 6.35 m, qui est un ouvrage existant de géométrie complexe ayant été submergé lors des inondations de 1996 dans le Saguenay, a permis de réaliser une analyse de stabilité structurale basée sur le champ de pression CFD. Cette analyse a montré la stabilité au glissement au niveau de l'interface ouvrage-fondation de ce déversoir surplombé d'un pont pour les conditions hydrauliques qui ont été rencontrées durant les crues de 1996, tout en ignorant les débris flottants. Avec la géométrie tridimensionnelle complexe de l'ouvrage ainsi qu'avec les conditions d'écoulement complexes rencontrées (submersion des piliers et du pont du déversoir), les règles empiriques proposées par les différentes lignes directrices pour estimer les forces hydrodynamiques requises pour l'évaluation de la stabilité ne sont pas applicables. L'utilisation de la CFD couplée à un logiciel de calcul de la stabilité structurale permet donc d'estimer avec un certain niveau de confiance la stabilité de structures à géométries complexes dans des conditions d'écoulement complexes, où la méthode traditionnelle d'évaluation de la sécurité structurale des ouvrages poids n'est pas applicable.

Ce projet a donné l'opportunité de faire un premier pas dans l'intégration de champs de pression provenant de la CFD dans l'analyse de stabilité structurale des barrages-poids en cas de crue. Il apparaît donc intéressant d'indiquer certains éléments qui peuvent être pris en compte dans des travaux futurs. Ces recommandations sont présentées ci-dessous :

1. La validation du logiciel de CFD, OpenFOAM, a été basée sur la modélisation de la submersion sur un déversoir standard afin de pouvoir comparer les résultats obtenus numériquement avec les valeurs empiriques proposées par l'USACE (1970). Or les valeurs empiriques provenant de l'USACE se résument à la pression normalisée seulement sur la crête de l'ouvrage. Dans une situation idéale, il aurait été préférable d'utiliser des essais en laboratoire qui déterminent l'ensemble du champ de pression qui s'applique sur un ouvrage poids submergé afin d'avoir un cas de référence complet permettant de calibrer avec encore plus de précision les modèles de CFD développés.
2. Les géométries des barrages-poids et des fondations étudiés sont restées relativement simples durant ce projet. Il est tout à fait possible d'envisager une inclinaison du parement amont de l'ouvrage, ce qui pourrait entraîner la modification des pressions sur la crête. De plus, l'hypothèse a toujours été réalisée d'une fondation horizontale et insensible à l'érosion à l'aval des différentes structures, créant ainsi une discontinuité géométrique au niveau du pied aval propice à la formation d'un pic de pression. Or en réalité, une situation idéalisée comme celle-ci n'est pas envisageable, avec dans la plupart des cas, de l'érosion de la roche de fondation entraînant une diminution des pressions appliquées à l'aval de l'ouvrage.
3. L'optimisation des différents schémas numériques utilisés dans les modèles de CFD d'OpenFOAM n'a pas été investigué durant ce projet. Il est envisageable d'étudier la convergence des résultats ainsi que leur précision en fonction du schéma numérique utilisé pour chaque terme des équations de Navier-Stokes.
4. Une analyse de sensibilité ou probabiliste peut être intéressante afin de considérer explicitement les incertitudes liées aussi bien aux paramètres de sollicitation que de résistance dans l'analyse de la stabilité structurale des barrages-poids en cas de crue. Généralement, les études probabilistes ont tendance à être de plus en plus utilisées dans le domaine de la sécurité des barrages.

BIBLIOGRAPHIE

Les références citées dans ce mémoire sont présentées ici, excepté celles qui sont seulement citées dans le chapitre 4 qui comprend sa propre section bibliographique.

ANCOLD (1991). Guidelines on design criteria for concrete gravity dams. Australian National Committee for Large Dams.

Aris, R. (1989). Vectors, tensors and the basic equations of fluid mechanics. Dover Publications.

Blazek, J. (2015). Computational fluid dynamics: principles and applications. Third Edition. Elsevier.

CDA (2007). Dam safety guidelines. Canadian Dam Association. Edmonton, Alberta.

CFBR (1998). Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue, Guidelines for dam design. Comité Français des Barrages et Réservoirs.

CFBR (2013). Groupe de Travail « Dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages », Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages. Comité Français des Barrages et Réservoirs.

Chung, T.J. (2010). Computational Fluid Dynamics, 2nd Edition. Cambridge University Press.

CIRIA (1987), *Design of Reinforced Grass Waterways*, CIRIA Report 116. Construction Industry Research and Information Association. UK.

Darbre, G.R., (1998). Probabilistic assessment of current requirements on uncontrolled overtopping of dams during floods, Closing Report. Risk and safety of technical systems. Bienne, Suisse.

Douglas, K., Spangle, M., Fell, R. (1998). Analysis of concrete and masonry dam incidents. University of New South Wales. School of Civil and Environmental Engineering. Publisher, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, 1998.

FEMA (2005). Guidelines and Specifications for Flood Hazard Mapping Partners. Federal Emergency Management Agency. USA.

FEMA (2014). Technical Manual: Overtopping Protection for Dams, Best Practices for Design, Construction, Problem Identification and Evaluation, Inspection, Maintenance, Renovation, and Repair. Federal Emergency Management Agency. FEMA P-1015. USA.

FERC (1991). Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects—Chapter III Gravity Dams. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, Report No. FERC 0119-2, Washington DC, USA.

FERC (2016). Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III: Gravity Dams. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections, Washington D.C., USA.

- Fletcher, C.A.J. (1991). Computational Techniques for Fluid Dynamics, 2nd Edition, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg Publisher.
- Fouladi, K. (2017). Elements of Turbulence Modeling, NAFEMS TRAINING, e-learning, UK.
- Garnier, F. (2016). Cours de l'École de Technologie Supérieure (ÉTS) : Introduction à la CFD (MEC671). Montréal.
- Grenoble, A., Harris, C.W., Morris, D. (1993). Resolving the "time lag" debate in dam stability analysis. Hydro-Review, Vol.XII, No.2, April, pp.47-52.
- Hinze, J.O. (1959). Turbulence. 2nd Edition, McGraw Hill, New York.
- Hirt, C., Nichols, B. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundary, Journal of Computational Physics 39, 201-225.
- Hydro-Québec (2003). Norme SB-61-08-00, Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton.
- ICOLD (1994). Ageing of dams and appurtenant works, Bulletin 93. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1994). Computer software for dams. Validation. Comments and proposals, Bulletin 94. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1995). Dam failures statistical analysis, Bulletin 99. International Commission on Large Dams, Paris.
- Jasak, H. (1996). Error Analysis and Estimation for the Finite Volume Method with Applications to Fluid Flows. *PhD Thesis*. Imperial College, London, UK.
- Kanyabujinja, N.P. (2015). CFD modelling of ogee spillway hydraulics and comparison with physical model tests. Master Thesis, Stellenbosh University, South Africa.
- Leclerc, M., Léger, P. (2014). CADAM2D - Computer Analysis of concrete gravity DAMs v2.0.3. École Polytechnique de Montréal.
- Léger, P. (2016). Structural Behaviour, Safety and Rehabilitation of Concrete Dams, Dam Compendium, École Polytechnique de Montréal.
- Léger, P., Larivière, R., Palavicini, F., Tinawi, R., (2000). Performance of gated spillways during the 1996 Saguenay flood (Québec, Canada) and evolution of related design criteria. ICOLD, 20th Congress of Large Dams, Q.79-R.26, 417-437.
- Léger, P., Tinawi, R., Rheault, S., Leclerc, M. (1996). A Progressive Methodology for Structural Safety Evaluation of Gravity Dams Subjected to Floods. Proceedings of the 8th Canadian Dam Safety Conference, Niagara Falls.
- Lemperiere, F. (1993). Dams that have failed by flooding: An analysis of 70 failures. Int. Water Power and Dams Constr., 45, 9, pp. 19–24.

- Lopes, P.M.B. (2013). Free-surface flow interface and air-entrainment modelling using OpenFOAM. PhD thesis, University of Coimbra, Portugal.
- McDonough, J.M. (2007). Introductory lectures on turbulence, Physics, Mathematics and Modeling. Departments of Mechanical Engineering and Mathematics, University of Kentucky.
- Nouri, H., Ravelet, F. (2013). Introduction à la simulation numérique des écoulements, Application au transfert thermique sur plaque plane avec StarCCM+. ENSAM, Paris.
- OpenCFD Ltd. (2016). OpenFOAM Userguide, OpenCFD Ltd., version 4.0.
- Page, M., Gaucher, J. (2014). Numerical flow modeling in hydraulic control structures with OpenFOAM. 9th OpenFOAM Workshop, Zagreb, Croatia.
- Peric, M., Ferziger, J.H. (2002). Computational Methods for Fluid Dynamics. 3rd Edition, Springer.
- Rusche, H. (2002). Computational fluid dynamics of dispersed two-phase flows at high phase fractions. PhD thesis, Imperial College London (University of London), UK.
- Savage, B.M., Johnson, M.C. (2001). Flow over Ogee Spillway: Physical and Numerical Model Case Study. Journal of Hydraulic Engineering, Volume 127, Issue 8 (640 - 649).
- Savage, B.M., Johnson, M.C. (2006). Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater. Journal of Hydraulic Engineering, Volume 132, Issue 12 (1353 - 1357).
- Schleiss, A., Pougatsch, H. (2011). Les barrages : Du projet à la mise en service, Traité de Génie Civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 17.
- Sinniger, R., Hager, W.H. (1989). Constructions hydrauliques, écoulements stationnaires. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Volume 15.
- Sodja, J. (2007). Turbulence models in CFD. University of Ljubljana, Faculty for mathematics and physics, Department of physics, Slovenia.
- Spence, S. (2014). Numerical Investigation of Free Surface Flows. Norwegian University of Science and Technology.
- Ubbink, O. (1997). Numerical prediction of two fluid systems with sharp interfaces. PhD Thesis. Imperial College of Science, UK.
- USACE (1970). Hydraulic Design of Spillways. US Army Corps of Engineers. Report EM 1110-2-1603, Washington, D.C.
- USACE. (1995). Gravity dam design. Washington DC, USA: USACE.
- USBR (1987). Design of small dams. United States Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.
- Versteeg, H.K., Malalasekera, W. (2007). An introduction to computational fluid dynamics the finite volume method, 2nd ed. Pearson Education Limited.

Weller, H.G. (2002). Derivation, modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations. Technical Report TR/HGW/02, Nabla Ltd.

Willey, J., Ewing, T., Wark, B., Lesleighter, E. (2012). Complementary Use of Physical and Numerical Modelling Technique in Spillway Design Refinement. ICOLD, 24th Congress of Large Dams, Q. 94 – R. 5, Kyoto.